

## TESIS DE MÁSTER

### Máster

Ingeniería Estructural y de la Construcción

### Título

"Estudio Experimental del Efecto Tamaño en probetas prismáticas de hormigón ensayadas a Tracción Indirecta"

### Autor

Andrés Santander Zárate

### Tutor

Dr. Antonio Marí y Dra. Eva Oller

### Intensificación

Tecnología

### Fecha

Septiembre - 2017

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar me gustaría dar las gracias a mis tutores, Dr. Antonio Marí y Dra. Eva Oller por brindarme la oportunidad de desarrollar este trabajo en su departamento, agradezco todos los conocimientos transmitidos y su permanente interés, paciencia y palabras de ánimo a lo largo de este periodo.

De la misma forma dedico unas palabras de agradecimiento al Ministerio de Economía, Industria y Competitividad (España), por el financiamiento del proyecto titulado “Contribución a la extensión de la vida útil de estructuras de hormigón mediante una adecuada evaluación estructural y su refuerzo con materiales avanzados” (HORVITAL), del cual forma parte este estudio.

Doy las gracias al personal del Laboratorio de Tecnología de Estructuras “Lluís Agulló” por su colaboración a lo largo de la campaña experimental, especialmente a Jordi Cabrerizo, Robert Mc-Aloon, Tomás García y Camilo Bernad, por su buena disposición y amabilidad en todo momento.

Así mismo, agradezco la colaboración del personal de la Escola Politècnica Superior, de la Universitat de Girona, durante su participación en la monitorización de los ensayos por fotogrametría. Especialmente a la Dra. Cristina Barris, Pau Sala y Javier Gómez, quienes contribuyeron a la extracción, procesamiento y representación de datos de DIC.

Palabras de agradecimiento también a mi compañero y amigo Christopher Vargas quien desde el inicio de este estudio me presto su ayuda durante la campaña experimental y a encaminar algunos aspectos importantes de este trabajo.

Les doy las gracias a mis compañeros y amigos del Máster, Francisco, Stanislav, Sara, Míriam quienes siempre tuvieron palabras de ánimo y apoyo con mi persona.

Por último, pero no menos importante, quiero agradecer a toda mi querida familia, en especial a mis padres Elizabeth y Jorge, quienes siempre me han apoyado en todos los proyectos que he emprendido y me han transmitido valores como el esfuerzo, la constancia y la perseverancia diaria. Gracias a ellos he podido convertirme en mejor persona y profesional.

## RESUMEN

La rotura a cortante de vigas de hormigón armado conlleva el denominado “efecto tamaño”, propio de los materiales cuasi-frágiles. Tal efecto significa que la resistencia, asociada clásicamente a una tensión de comparación, deja de ser una propiedad intrínseca del material, para pasar a depender del tamaño de la pieza. En consecuencia, la tensión tangencial “media” que resiste una viga disminuye a medida que aumenta su tamaño.

Algunas teorías consideran que la resistencia a cortante de una viga es fundamentalmente aportada por la cabeza comprimida pues asocian la rotura a la progresión de la fisura diagonal crítica en el interior de dicha cabeza. Por tanto, el efecto tamaño podría evaluarse estudiando el comportamiento de la cabeza, la cual puede considerarse sometida a un sistema de fuerzas parecido al que se introduce en un ensayo a tracción indirecta.

Por ello, en este trabajo se estudia experimentalmente el comportamiento de probetas prismáticas sometidas a dos cargas puntuales de compresión, que generan tracciones transversales, tratando de reproducir el comportamiento de la cabeza de una viga solicitada a cortante.

A tal fin se ha realizado una campaña experimental en la que se han ensayado a tracción indirecta 50 probetas prismáticas de sección cuadrada ( $a=b$ ), con entallas para forzar la localización de la fisura, con diferentes longitudes “ $h$ ”, esbelteces “ $h/b$ ”, resistencias del hormigón “ $f_c$ ” y tamaños máximos del árido “ $t_{ma}$ ”.

Con el objeto de captar el comportamiento post-pico del hormigón, se ha desarrollado una metodología de ensayo por desplazamiento controlado, en el que la carga introducida es función de la apertura de la fisura medida, a través de algoritmos de control adecuados. Así mismo, se ha utilizado medidas fotogramétricas (Digital Image Correlation) que han permitido captar con precisión la formación, anchura y propagación de las fisuras, y obtener unas medidas que corroboren las obtenidas mediante captadores convencionales. Para cada ensayo se ha conseguido las curvas carga aplicada ( $P$ )-apertura de fisura ( $w$ ), obteniendo con precisión el valor de la carga máxima.

Los resultados experimentales obtenidos han permitido detectar la reducción de la tensión normalizada o adimensional en función del tamaño  $h_0$  de la probeta, así como formular una expresión para dicha tensión mediante un ajuste a los resultados de los ensayos obtenidos. Se observa que el tamaño máximo del árido y la resistencia tienen poca influencia en el efecto tamaño en este tipo de ensayo.

Posteriormente, extrapolando el comportamiento de la probeta y sus dimensiones al de la cabeza de compresión de una viga solicitada a cortante, partiendo de la curva obtenida experimentalmente y de los planteamientos de la mecánica de fractura, se han formulado dos expresiones para el efecto tamaño, que tienen en cuenta tanto el canto útil de la viga, “ $d$ ”, como la esbeltez a cortante “ $a/d$ ”, aspecto que constituye una aportación original de este trabajo.

La expresión para el efecto tamaño se ha introducido en el modelo de resistencia a cortante basado en la contribución de la cabeza comprimida (CCCM) y sus predicciones se han comparado con los resultados de una extensa base de datos de 784 ensayos a cortante, habiendo obtenido una media de (1,10) y un coeficiente de variación de (20,7%), que son muy relevantes dada la dispersión propia de la resistencia a tracción por su carácter frágil.

Los resultados obtenidos mejoran sustancialmente los procedentes de aplicar las normativas más relevantes actualmente en vigor (EC2 y ACI) y proporcionan una explicación fundamentada al efecto tamaño en vigas sin armadura de cortante.

## SUMMARY

The shear failure of reinforced concrete beams implies the so-called "size effect" of quasibrittle materials. This effect means that the strength, traditionally associated with a comparison stress, is no longer an intrinsic property of the material, but depends on the size of the specimen. As a consequence, the "medium" tangential stress that resists a beam decreases as it increases in size.

Some theories consider that the shear strength of a beam is fundamentally contributed by the compressed chord because they associate the failure with the progression of the critical diagonal crack inside the chord. Therefore, the size effect could be evaluated by studying the behavior of the chord, which can be considered to be under a force system similar to that introduced in an splitting test.

For this reason, in this work, the behavior of prismatic specimens subjected to two compressive pointed loads, generating transversal tensile, is experimentally studied, trying to reproduce the behavior of the chord of a beam under shear strength.

To this purpose, an experimental campaign has been carried out in which 50 prismatic specimens of square section ( $a=b$ ) have been tested at splitting tensile test, with notches to force the crack propagation, with different lengths " $h$ ", slenderness " $h/b$ ", compression strength of concrete " $f_c$ " and the maximum aggregate size " $t_{ma}$ ".

In order to capture the post-peak behavior of the concrete, a controlled displacement test methodology has been developed, in which the load introduced is a function of the opening of the measured crack, through appropriate control algorithms. Photogrammetric measurements (Digital Image Correlation) have also been used to accurately capture the formation, width and propagation of cracks to obtain measurements that corroborate those obtained by conventional sensors. For each test, the applied load curves ( $P$ ) - crack opening ( $w$ ) have been obtained, getting with precision the maximum load value.

The experimental results obtained have allowed to detect the reduction of the adimensional tension according to the size  $h_0$  of the specimen, and to formulate an expression for this tension by means of an adjustment to the results of the tests obtained. The maximum aggregate size and strength have a low influence on the effect size in this type of test.

Subsequently, extrapolating the behavior of the specimen and its dimensions to that of the compression chord of a beam under shear strength, based on the experimentally obtained curve and the fracture mechanics, two expressions have been formulated for the sizing effect, which take into account both the effective depth of the beam, " $d$ ", and the slenderness " $a/d$ ", an aspect that constitutes an original contribution of this work.

The expression for the size effect has been introduced in the shear resistance model based on the contribution of the compressed chord (CCCM) and its predictions have been compared with the results of an extensive database of 784 shear tests, having obtained an mean of (1.10) and a coefficient of variation of (20.7%), which are very relevant given the inherent dispersion of the tensile strength due to its brittle behavior.

The results achieved substantially improve those resulting from the application of the most relevant current design codes (EC2 and ACI) and provide a justified explanation for the size effect on beams without transversal reinforcement.

## ÍNDICE GENERAL

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>i</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>ii</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>iii</b>
<b>ÍNDICE GENERAL.....</b>	<b>iv</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>vi</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>vii</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción.....	1
1.2. Motivación .....	2
1.3. Objetivos.....	4
1.4. Contenido de este documento .....	5
<b>2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....</b>	<b>6</b>
2.1. Efecto Tamaño en materiales Cuasi-frágiles .....	6
2.1.1. Reseña histórica sobre el efecto tamaño a partir de Weibull .....	7
2.1.2. Teorías básicas del Efecto Tamaño .....	8
2.1.2.1. Teoría Estadística de Weibull .....	8
2.1.2.2. Teoría de la redistribución de tensiones y liberación de energía de fractura .....	9
2.1.2.3. Teoría de fisura fractal .....	11
2.1.3. Modelo de Fisura Cohesiva.....	13
2.2. Efecto Tamaño en vigas sometidas a esfuerzos cortantes.....	16
2.2.1. Investigaciones relevantes .....	16
2.2.2. Modelo de Zararis y Papadakis [10] .....	20
2.2.2.1. Fisura Crítica.....	20
2.2.2.2. Mecanismo resistente .....	20
2.2.2.3. Efecto tamaño en el cortante crítico .....	21
2.3. Efecto Tamaño en el ensayo de Tracción Indirecta .....	22
2.3.1. Introducción .....	22
2.3.2. Mecanismos de fractura en el ensayo a tracción indirecta .....	23
2.3.3. Influencia del ancho de banda de reparto.....	25
2.3.4. El modelo de fisura cohesiva en el ensayo a tracción indirecta.....	26
2.4. Conclusiones del Estado del Conocimiento .....	29
<b>3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>31</b>
3.1. Objetivos y Concepción del Ensayo .....	31
3.1.1. Objetivos .....	31
3.1.2. Concepción del Ensayo.....	32

3.2. Proceso de fabricación de probetas .....	33
3.2.1. Materiales, dosificación y fabricación de probetas .....	33
3.3. Configuración del ensayo .....	35
3.3.1. Tarea preliminar.....	35
3.3.2. Condiciones de Contorno .....	37
3.4. Equipo de ensayo e instrumentación .....	38
3.5. Control del ensayo.....	43
3.5.1. Control de ensayo en probetas cúbicas.....	43
3.5.2. Control de ensayo en probetas prismáticas .....	46
3.6. Protocolo experimental.....	49
3.7. Resultados de los ensayos de caracterización de las probetas.....	52
<b>4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA-ADAPTADO.....</b>	<b>53</b>
4.1. Cuadro resumen de los resultados .....	53
4.2. Influencia de parámetros identificativos ( $h, a, f_c, \lambda, b_0/b$ ) .....	54
4.2.1. Influencia del tamaño de la probeta ( $h$ ).....	54
4.2.2. Influencia del tamaño máximo del árido ( $a$ ).....	56
4.2.3. Influencia de la resistencia ( $f_c$ ) .....	58
4.2.4. Influencia de la esbeltez ( $\lambda$ ) .....	60
4.3. Representación del efecto tamaño en el ensayo de tracción indirecta .....	63
4.4. Comparativa resultados obtenidos con tecnología Digital Image Correlation.....	66
<b>5. PROPUESTA DE FORMULACIÓN DEL EFECTO TAMAÑO EN CORTANTE .....</b>	<b>70</b>
5.1. Base teórica.....	70
5.2. Formulación teórica basada en la variación de la tensión normalizada.....	71
5.3. Formulación basada en la mecánica de fractura .....	72
5.4. Parámetro $h_0$ .....	74
5.5. Verificación de formulaciones de efecto tamaño en el modelo mecánico de Marí/Cladera y comparación con códigos de diseño.....	76
<b>6. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS.....</b>	<b>80</b>
6.1. Conclusiones generales .....	80
6.2. Conclusiones específicas.....	81
6.2.1. Conclusiones relativas al análisis del estado del conocimiento.....	81
6.2.2. Conclusiones relativas a la campaña experimental .....	81
6.2.3. Conclusiones relativas al análisis de resultados.....	81
6.2.4. Conclusiones relativas a la formulación de efecto tamaño en cortante.....	82
6.3. Perspectivas y recomendaciones .....	82
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>82</b>

**ÍNDICE DE TABLAS**

<i>Tabla 1.1: Formulación del efecto tamaño en Normativas de Diseño .....</i>	<i>3</i>
<i>Tabla 3.1: Dosificación de los hormigones.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 3.2: Profundidad de entalla en probetas.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 3.3: Parámetros control de ensayo probetas 100x100x100mm.....</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 3.4: Parámetros control de ensayo probetas 150x150x150mm.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 3.5: Parámetros control de ensayo probetas 150x150x300mm.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 3.6: Parámetros control de ensayo probetas 100x100x400mm.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 3.7: Parámetros control de ensayo probetas 150x150x600mm.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 3.8: Valores obtenidos de Resistencia a compresión a 28 y 68 días.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 3.9: Valores obtenidos de Módulo de Young y Resistencia a Tracción Indirecta .....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 4.1: Cuadro resumen cargas últimas.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 4.2: Tensión Normalizada para el ensayo a tracción indirecta-adaptado .....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 5.1: Error asociado a valor de tensión normalizada simplificada.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 5.2: Verificación de expresión de efecto tamaño en modelo mecánico y comparación con EC2 y ACI 318 .....</i>	<i>76</i>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Hangar de las Fuerzas Aéreas Estadounidenses, Shelby - Ohio (1955) .....	3
Figura 2.1: a) Cadena con varios enlaces de resistencia variable, b) Probabilidad de fallo de un elemento pequeño, c) Estructura microfisurada con diferentes probabilidades de convertirse en crítica [13].....	9
Figura 2.2: Expansión asintótica del efecto tamaño para grandes y pequeños tamaños (línea discontinua) y predicción del efecto tamaño por medio de la Ley de Efecto Tamaño (línea continua) [13] .....	10
Figura 2.3: Variación de la dimensión fractal respecto al nivel de observación [24] .....	11
Figura 2.4: Predicción del efecto tamaño por SEL para estructuras entalladas y por MFSL .....	12
Figura 2.5: Los tres modos básicos de fractura: a) Modo I o de apertura b) Modo II o de deslizamiento c) Modo III o de desgaste [31].....	14
Figura 2.6: Fisura cohesiva y curva de reblandecimiento de fractura del hormigón en Modo I.....	14
Figura 2.7: Función de reblandecimiento y sus parámetros: a) primera aproximación lineal y b) aproximación bilineal [29].....	15
Figura 2.8: Esfuerzo cortante crítico frente $a/d$ [35] .....	16
Figura 2.9: Influencia del canto y del tamaño del árido sobre el esfuerzo cortante crítico[39] .....	17
Figura 2.10: Trazado de ramas principales, adaptada de [10] .....	20
Figura 2.11: Disposición de fuerzas actuantes, adaptada de [10] .....	20
Figura 2.12: Esquema de disco apoyado en dos puntos y tensiones normales en el diámetro, adaptada de [10] .....	21
Figura 2.13: Ejemplos de resultados experimentales sobre el efecto tamaño en el ensayo de tracción indirecta. Adaptada de [20], pág. 292.....	22
Figura 2.14: Secuencia de propagación de fisuras durante el ensayo de tracción indirecta [60] .....	24
Figura 2.15: Curva Carga - Deformación Transversal, de un ensayo brasileño en probetas de mortero[60] . Los puntos se corresponden con las imágenes de la Figura 2.14.....	24
Figura 2.16: Geometría de la probeta y esquema de aplicación de carga en el ensayo brasileño [61] .....	25
Figura 2.17: Variación de la máxima tensión de tracción con el ancho de banda de reparto relativo [63] .....	26
Figura 2.18: Variación de la resistencia a tracción indirecta con el tamaño del espécimen: Cilíndrico (a), Prismático de base cuadrada (b) [63] .....	27
Figura 2.19: Curvas de efecto tamaño del modelo de predicción por fisura cohesiva y resultados experimentales de la resistencia a tracción indirecta para: (a) probetas cilíndricas de granito (b) probetas prismáticas de mortero [67].....	28
Figura 3.1: Concepción del ensayo adaptado de tracción indirecta, letras explicadas en el texto.....	32
Figura 3.2: Elaboración de probetas de la amasada n° 2.....	34
Figura 3.3: Especímenes en cámara húmeda .....	35
Figura 3.4: Determinación de entalla probeta cúbica 100 mm [70] .....	35
Figura 3.5: Entalla de 45 mm en probeta prismática 100x100x400 mm.....	36
Figura 3.6: Proceso de entallado de probetas .....	36
Figura 3.7: Separación de apoyos inicial.....	37
Figura 3.8: Apoyos con barras cilíndricas (Izquierda), apoyos con barras prismáticas (derecha) .....	38
Figura 3.9: Prensa servohidráulica INSTRON 8505.....	38



Figura 3.10: Instrumental de medición. LVDT $r=1,5$ mm arriba izquierda, LVDT $r=5$ mm abajo izquierda, Extensómetro $r=6$ mm derecha.....	39
Figura 3.11: Instrumentación probeta cúbica de 100 mm.....	39
Figura 3.12: Instrumentación probeta cúbica de 150 mm.....	40
Figura 3.13: Instrumentación probeta prismática de 100 x 400 mm.....	40
Figura 3.14: Instrumentación probeta prismática de 150 x 300 mm.....	41
Figura 3.15: Instrumentación probeta prismática de 150 x 600 mm.....	41
Figura 3.16: Disposición Instrumentación probeta cúbica 100 mm (Izquierda), probeta prismática 150 x 300 mm (Derecha) .....	42
Figura 3.17: Uso de Digital Image Correlation en ensayo de probeta H-40/20 Prisma 100x400 mm .....	42
Figura 3.18: Ejemplo de gráfica de ensayo de calibración H-25/20 Cubo 100 mm.....	43
Figura 3.19: Abertura de fisura en probeta H40/20, 150x150x150 mm, Serie 1 .....	45
Figura 3.20: Propagación de fisura desde cabeza de probeta H60/12, 100x100x400 mm, Serie1.....	46
Figura 3.21: Compensación Interaxial de feedback en probetas cúbicas.....	50
Figura 3.22: Figura 3.20: Compensación Interaxial de feedback en probetas prismáticas .....	51
Figura 3.23: Programación de bloques en software INSTRON-Wavemaker.....	51
Figura 4.1: Influencia del tamaño de la probeta ( $h$ ).....	55
Figura 4.2: Influencia del tamaño máximo del árido ( $a$ ) .....	57
Figura 4.3: Influencia de la resistencia ( $f_c$ ) .....	59
Figura 4.4: Influencia de la esbeltez ( $\lambda$ ) .....	61
Figura 4.5: Parámetros que intervienen en la carga adimensional .....	63
Figura 4.6: Representación del efecto tamaño en el ensayo a tracción indirecta-adaptado (Valor promedio).....	64
Figura 4.7: Comparativa DIC - CMOD/LVDT (H40/20-100X100X100-S1-DIC).....	66
Figura 4.8: Comparativa DIC - CMOD/LVDT (H40/20-150X150X150-S1-DIC).....	67
Figura 4.9: Comparativa DIC - CMOD/LVDT (H60/20-150X150X150-S1-DIC).....	67
Figura 4.10: Comparativa DIC - LVDT1 (H40/20-150X150X300-S1-DIC).....	68
Figura 4.11: Comparativa DIC - LVDT1 (H40/20-150X150X600-S1-DIC).....	68
Figura 4.12: Comparativa DIC - LVDT1 (H40/20-100X100X400-S1-DIC).....	69
Figura 5.1: Trazado tendencia efecto tamaño simplificado .....	71
Figura 5.2: Recta obtención de Parámetros $Bf_t'$ y $D_0$ mediante regresión lineal.....	73
Figura 5.3: Mecanismos de fisuración en vigas esbeltas [10].....	74
Figura 5.4: Correlación entre predicciones y resultados experimentales .....	77
Figura 5.5: Comparación entre nuevas formulaciones de efecto tamaño $\xi_1$ y $\xi_2$ y ecuaciones (2.12) y (2.14).....	79

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Introducción

El diseño estructural, a lo largo del tiempo, ha evolucionado desde procesos puramente empíricos hasta convertirse, hoy en día, en una disciplina de estudio avanzado. Además de la experiencia y del establecimiento de códigos de diseño, sofisticados programas de análisis numérico son utilizados para poder resolver problemas complejos.

Parte de la evolución del proceso de diseño debe ser atribuido a la aplicación y desarrollo de nuevas tecnologías y materiales mejorados. De forma paralela, modelos numéricos han de ser desarrollados para ser capaces de simular el comportamiento de estos materiales innovadores.

Sin embargo, antes de que estos modelos numéricos puedan ser realmente aplicados, estos han de ser validados a fin de determinar por una parte, su potencial y por otro lado, sus limitaciones. Por todo ello, así como en ciertas situaciones en las que los modelos no pueden ser aplicados, la realización de estudios experimentales tiene un papel fundamental.

Los ensayos de laboratorio son una representación de la realidad, donde en el caso de estructuras complejas o partes de la estructura que sean objeto de estudio, son sometidas a condiciones de carga específicas. El tamaño real de estas estructuras, generalmente excede el tamaño máximo ideal para poder ser analizado en un laboratorio. Por este motivo, los ensayos de laboratorio son a menudo versiones a menor escala de estructuras reales.

Los resultados de un estudio experimental pueden proveer al investigador, un indicio del comportamiento estructural esperado. Si el espécimen de laboratorio es menor que la estructura real, todo el principio se basa en el hecho de que los resultados obtenidos no deben estar influenciados por la diferencia de escala. Desafortunadamente, el principio mencionado a menudo no se cumple.

La experiencia ha demostrado que los hallazgos experimentales pueden variar con el tamaño de las piezas, especialmente en materiales cuasi-frágiles, como el hormigón; siendo este un fenómeno conocido como efecto tamaño. Así, se considera que los materiales resisten una tensión determinada (resistencia), sin embargo, el valor de esa resistencia disminuye a medida que aumenta el tamaño de la pieza.

El conocimiento de los mecanismos físicos subyacentes al efecto del tamaño es esencial para extrapolar los hallazgos experimentales obtenidos en el laboratorio a resultados que puedan ser usados en situaciones reales.

## 1.2. Motivación

El hormigón armado, ha sido el material estructural más ampliamente utilizado a lo largo de la historia reciente en el ámbito de la construcción, ya en 1861 los franceses Monier y Coignet, establecieron las primeras reglas para la fabricación de algunos elementos estructurales y a lo largo del tiempo este material ha experimentado un amplio desarrollo, llegando a convertirse hoy en día en un material de uso preferente debido al amplio número de aplicaciones posibles, frente a otros materiales de construcción [1].

En lo referente al cálculo de estructuras de hormigón armado, el conocimiento del comportamiento de secciones frente a solicitaciones normales, hoy en día puede considerarse como satisfactorio, así en el caso de temas correspondientes al diseño a flexión, los proyectistas cuentan por ejemplo, con la hipótesis de secciones planas o de Navier, capaz de predecir la resistencia a flexión de las secciones de hormigón armado.

Sin embargo, el comportamiento de una pieza de hormigón armado frente a la actuación de esfuerzos transversales o tangenciales (cortante y momento torsor) es muy complejo, puesto que depende de varios factores como la forma de la sección, variación del esfuerzo a lo largo del elemento, la esbeltez de la pieza, la disposición de armaduras longitudinales y transversales, adherencia entre el acero estructural y el hormigón, tipo de cargas y ubicación de apoyos, etc.

Es evidente que resulta difícil incluir todas las variables mencionadas en una formulación simple y práctica. La complejidad de los fenómenos que contemplan los esfuerzos tangenciales, han sido ampliamente estudiados tanto a nivel teórico como experimental; siguiendo ésta línea se han propuesto varias teorías para evaluar la resistencia a cortante, pero ninguna puede considerarse como definitiva.

Por otra parte, existe cierta disparidad entre la evaluación estructural a flexión y a cortante, dado que en la resistencia a cortante se presentan más incertidumbres como se ha mencionado. En este sentido, al tratarse de una rotura frágil resulta más llamativa, repentina y que conlleva el efecto tamaño antes descrito, el cual requiere tener más atención y cuidado. Así mismo, se considera relevante mencionar ciertos fallos a cortante que se han producido a lo largo del tiempo y que han contribuido a su estudio.

Una de las primeras catástrofes, que dieron lugar a la intensa investigación sobre la capacidad resistente a cortante durante los años cincuenta y sesenta, se produjo en el fallo de la estructura de un hangar de las fuerzas aéreas norteamericanas en Shelby, Ohio 1955 (Ver Figura 1.1). El colapso tuvo lugar por el fallo a cortante de una viga de 914 mm de profundidad, la cual no contenía armadura transversal en la zona del fallo y únicamente contaba con una cuantía longitudinal de acero,  $\rho = 0,45\%$  [2]. Las vigas agotaron por tensiones tangenciales por un valor menor a 0,50 MPa, un trabajo tensional bajo teniendo en cuenta las recomendaciones del Código de diseño de la época, ACI (American Concrete Institute).

A fin de esclarecer lo sucedido en el hangar de Ohio, la PCA (Portlant Cement Association) llevó a cabo una campaña experimental sobre vigas de 305 mm de canto, cuyos resultados indicaron que podían resistir esfuerzos a cortante de 1 MPa antes del fallo. Las conclusiones más relevantes del estudio experimental destacan que, la tensión para la cual se había producido el colapso de la estructura era del orden del 50% de la tensión obtenida mediante dichos ensayos, por lo que la causa del fallo del hangar se atribuyó, en parte, a la aparición de tensiones de tracción inducidas por la retracción y la fluencia [3].

Un parámetro que aún se desconocía en la época y que comenzó a estudiarse desde entonces, es el efecto tamaño, el cual consiste en que la tensión tangencial última de un elemento disminuye a medida que aumenta su canto. De hecho, tal y como se demostró posteriormente el efecto tamaño fue el auténtico causante del colapso de la viga del hangar de Ohio.

Otros ejemplos de catástrofes debidas a fallos por cortante son las ocurridas en 1991 en el hundimiento de la plataforma de gas Sleipner en Noruega, así como el colapso del puente de Koror-Babeldaob, República de Palaos en 1996. En ambos casos las posteriores investigaciones indicaron que la exclusión del efecto tamaño en los Códigos de Diseño, ha sido una de las principales causas que originarían el colapso de estructuras, por fallo a cortante, en el siglo XX.



*Figura 1.1: Hangar de las Fuerzas Aéreas Estadounidenses, Shelby - Ohio (1955)*

Tomando como referencia los acontecimientos ocurridos en el pasado, parece evidente la necesidad e importancia de incluir el efecto tamaño en las Normativas de diseño. En la Tabla 1.1 se resumen las formulaciones del efecto tamaño en algunos de los códigos más reconocidos a nivel mundial.

*Tabla 1.1: Formulación del efecto tamaño en Normativas de Diseño*

País	Código	Formulación
Europa/ España	Eurocódigo EC-2/ EHE-08	$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$
Canadá	CSA A23.3-14	$\beta_{SE} = \frac{1300}{1000 + S_{ze}}$
Japón	JSCE	$\beta_d = \sqrt[4]{\frac{1}{d}}$
EEUU	ACI-318/11	Inexistente

En el caso de la expresión incluida en la Normativa Española, EHE-08 [4], para determinar el efecto tamaño, a pesar de no tener una base teórica sólida, debido a su carácter empírico, si ofrece unos resultados aceptables. Sin embargo, es importante señalar que el rango de tamaños de las probetas que formaron la base de datos utilizada para formular la expresión, es inferior al que normalmente se utiliza en la industria de la construcción.

Un caso particular es la Normativa Americana ACI [5], cuya formulación para evaluar la resistencia frente a rotura por cortante no incluye ningún efecto tamaño. No obstante, se han realizado numerosas propuestas para proponer nuevas expresiones que sí tengan en cuenta dicho efecto [6] [7].

Como se puede observar, existe una disparidad de criterios y una falta de consenso en cuanto a una formulación general. Esto es debido a la complejidad del problema de la rotura por tracción

diagonal y a la no existencia de un modelo que permita explicar de forma clara el fallo y los mecanismos resistentes, teniendo en cuenta todas las variables involucradas.

Adicionalmente, una de las mayores dificultades para caracterizar el efecto tamaño es el insuficiente número de ensayos experimentales. Así, en el caso de vigas sin armadura transversal, la literatura científico-técnica indica que la mayoría de estudios se han realizado sobre vigas de pequeño canto y que no hay suficientes ensayos en los que se aprecie una variación notable del canto mientras otros parámetros se mantienen constantes [6].

Por otro lado, recientemente investigadores de la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) y de la Universitat de les Illes Balears (UIB), han desarrollado un modelo mecánico de resistencia a flexión y cortante para vigas esbeltas de hormigón armado, (Marí *et al.*) [8][9], el cual proporciona una explicación física del comportamiento a cortante.

El modelo en mención, tiene en cuenta el efecto tamaño que afecta al cortante adimensional resistido por la cabeza de compresión de vigas. En una primera etapa, la investigación tuvo en cuenta el modelo de Zararis y Papadakis [10], el cual asimila el comportamiento de la cabeza de compresión al de un ensayo brasileño, sin embargo posteriormente se utilizó el modelo de Bažant basado en la mecánica de fractura.

Teniendo en cuenta los antecedentes mencionados, y a fin de llevar a cabo él estudió del efecto tamaño en materiales cuasi-frágiles, como es el caso del hormigón; en este Trabajo Final de Máster, se realizará una simulación de la cabeza de compresión, la cual se encuentra sometida a un estado tensional similar al que se produce en un ensayo de tracción indirecta.

### 1.3. Objetivos

En el contexto del Proyecto de investigación financiado por el Ministerio de Economía, Industria y Competitividad (España), titulado “Contribución a la extensión de la vida útil de estructuras de hormigón mediante una adecuada evaluación estructural y su refuerzo con materiales avanzados” (HORVITAL), el cual está siendo desarrollado por investigadores del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA) de la UPC, uno de los objetivos más importantes planteados es tratar desarrollar una formulación teórica, sustentada en resultados experimentales, del efecto tamaño de las piezas en su resistencia a cortante.

Por ello los objetivos primordiales que persigue este Trabajo Final de Master son:

1. Estudiar experimentalmente el efecto tamaño sobre probetas cúbicas y prismáticas, que representen la cabeza de compresión de una viga solicitada a cortante.
2. Detectar la influencia de la resistencia del hormigón, del tamaño máximo del árido y de la esbeltez de la pieza en el efecto tamaño.
3. Verificar que el efecto tamaño detectado experimentalmente sobre probetas, satisfaga al efecto tamaño producido en la cabeza de compresión de una viga sometida a cortante.

A fin de cumplir los objetivos mencionados, se plantea seguir la siguiente metodología de trabajo:

- Elaboración de especímenes cúbicos y prismáticos de hormigón en masa, en base a diferentes resistencias y tamaños para ensayos.
- Realizar un control de los ensayos para que la rotura no resulte frágil y súbita.
- Ejecución de ensayos a tracción indirecta-adaptado en probetas elaboradas.
- Estudio particular de algunas probetas ensayadas a tracción indirecta-adaptado y evaluadas mediante la técnica de Correlación de Imágenes Digitales (DIC).

- Realización de ensayos de caracterización del hormigón.
- Representación y evaluación de resultados obtenidos.
- Representación del efecto tamaño
- Propuesta de formulación de efecto tamaño teórica.
- Validación de la formulación en base de datos internacional.

#### 1.4. Contenido de este documento

El presente Trabajo Final de Máster se estructura de la siguiente manera:

La primera parte del documento corresponde al Estado del Conocimiento sobre el efecto tamaño, haciendo especial énfasis sobre los materiales cuasi-frágiles, como es el caso del hormigón. Por otro lado, se recopilan algunas de las investigaciones más relevantes concernientes al efecto tamaño en vigas sometidas a esfuerzos cortantes. Por último, se recoge la información más destacada, desde el punto de vista del autor, relacionada al efecto tamaño en el ensayo de tracción indirecta. Todo ello forma parte del **Capítulo 2** de este trabajo.

La Campaña Experimental realizada en el presente TFM se desarrolla en el **Capítulo 3**, en el cual se mencionan los objetivos de dicha campaña, así como la concepción del ensayo. El proceso de elaboración de las probetas de hormigón y los trabajos de instrumentación y control de carga también forman parte de este capítulo, en el que de la misma forma, se incluyen los resultados obtenidos mediante los ensayos de caracterización del hormigón.

En el **Capítulo 4**, se recopilan los resultados de los ensayos realizados mediante tracción indirecta-adaptado y se analiza la influencia sobre los mismos de varios parámetros identificativos como el tamaño de la probeta ( $h$ ), la esbeltez de la pieza ( $\lambda$ ), el tamaño máximo del árido ( $a$ ), y la resistencia del hormigón ( $f_c$ ), así como la relación  $b_0/b$ . Por otro lado, se analizan y comentan los resultados obtenidos mediante tecnología DIC, los cuales son comparados con las lecturas de los dispositivos de medición.

En base a los resultados obtenidos mediante el ensayo de tracción indirecta-adaptado y considerando la expresión que permite representar el efecto tamaño, en el **Capítulo 5** se proponen dos formulaciones de efecto tamaño en la cabeza de compresión de vigas solicitadas a cortante, las cuales son verificadas en una base de datos internacional de vigas de hormigón armado sin estribos sometidas a esfuerzo cortante.

Por último, en el **Capítulo 6** se exponen las conclusiones más relevantes de este estudio experimental y se proponen algunas recomendaciones con el fin de profundizar y completar el trabajo iniciado en el presente Trabajo Final de Máster.

## 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Este capítulo pretende recopilar la información disponible en la literatura científico-técnica en lo referente al efecto tamaño, hasta la fecha de elaboración de este trabajo final de máster. Se hace especial énfasis en los materiales cuasi-frágiles, concretamente en el comportamiento del hormigón.

Así mismo, se busca conocer el alcance de las investigaciones en cuanto a las vigas de hormigón sometidas a esfuerzos cortantes, centrando la atención en los estudios realizados sobre vigas sin armadura transversal y cómo este aspecto repercute en el efecto tamaño del elemento estudiado.

Por otro lado, interesa saber la influencia del efecto tamaño en la resistencia a tracción indirecta mediante el ensayo brasileño, tanto para probetas prismáticas, como cilíndricas y como las condiciones de contorno influyen en los resultados finales.

### 2.1. Efecto Tamaño en materiales Cuasi-frágiles

El efecto tamaño manifestado por algunos materiales, es una particularidad conocida durante mucho tiempo. Aun así, durante las últimas décadas el efecto tamaño ha sido estudiado de forma continua, presentando un incremento significativo en cuanto a las investigaciones realizadas.

Estos estudios abarcan ensayos experimentales, analíticos y de forma cada vez más común investigaciones basadas en modelos numéricos. Todo ello favoreciendo a la creación de literatura científico-técnica.

Las primeras investigaciones en cuanto al estudio del efecto tamaño toman como referencia las observaciones realizadas por Leonardo da Vinci (1500s) y Galileo Galilei (1638), entre otros. Por ello, se cree que resultaría innecesario realizar una reseña completa sobre la investigación del efecto tamaño hasta la presente fecha, dado que esta tarea ya ha sido realizada por otros investigadores, siendo de particular interés las 167 referencias bibliográficas contenidas en el reporte realizado por RILEM [11].

En su lugar se propone realizar una breve reseña histórica sobre el efecto tamaño en los materiales cuasi-frágiles a partir de los hallazgos de Weibull.

Por otro lado, se pone especial interés en las tres teorías básicas sobre el efecto tamaño, como son el efecto tamaño estadístico debido a la aleatoriedad de la resistencia, el efecto tamaño por liberación de energía y el posible efecto tamaño debido a la fisura fractal o micro-fisuración.

Así mismo, se considera necesario mencionar los avances del estudio del efecto tamaño mediante el Modelo de Fisura Cohesiva de la Mecánica de Fractura

### **2.1.1. Reseña histórica sobre el efecto tamaño a partir de Weibull**

Las primeras teorías empleadas para interpretar el efecto tamaño sobre la tensión nominal de rotura se basaron en la teoría estadística de Weibull (1939) desarrollada para materiales frágiles.

En ella, Weibull llega a conclusión de que la representación de los extremos de la función de distribución de los valores de resistencia considerablemente pequeños, con probabilidades extremadamente pequeñas, no podían ser descritas adecuadamente por ninguna de las distribuciones conocidas hasta entonces. Por ello, introduce una nueva función de distribución estadística, la cual lleva su nombre [12].

Con la contribución de Weibull, el marco de la teoría del efecto tamaño estadístico se ve completado, siendo este la fuente de inspiración para posteriores estudios basados en el refinamiento, justificaciones y aplicaciones de la teoría estadística. Por ello, por mucho tiempo se asume la idea de que si se observa un efecto tamaño, es del tipo Weibull, sin embargo hoy en día se sabe que no es el caso.

Si bien, esta teoría predice la disminución de la tensión nominal de rotura a medida que aumenta el tamaño, ha quedado demostrado que en materiales cuasi-frágiles como los hormigones y las rocas las predicciones basadas en la teoría de Weibull no son suficientes para explicar los resultados experimentales.

Una de las razones por la cual la teoría estadística resulta insuficiente en este tipo de materiales es que a diferencia de lo que ocurre con los materiales frágiles donde la rotura se produce por la propagación de una única imperfección en carga máxima, en las rocas y los hormigones la rotura va acompañada por el crecimiento y coalescencia de varias imperfecciones o microfisuras antes de la carga última y en particular de la redistribución de la tensión y la liberación de energía almacenada [13]. El efecto tamaño inducido por este crecimiento subcrítico de microfisuras puede ser adecuadamente interpretado de manera determinística aplicando los conceptos de la mecánica de fractura no lineal.

El material cuasi-frágil más utilizado es el hormigón. Por ello, el estudio de su mecánica de fractura, iniciado por Kaplan (1961), allanó el terreno para el descubrimiento de un tipo diferente de efecto tamaño. Kesler, Naus y Lott (1971) concluyeron que la mecánica de fractura lineal elástica clásica no es aplicable al hormigón [14].

Esta conclusión fue reforzada por Walsh (1972) quien ensayó vigas entalladas, geométricamente similares y de diferentes tamaños, plasmando los resultados en un doble diagrama logarítmico de tensión nominal frente al tamaño de los especímenes.

Sin realizar una descripción matemática, Walsh señala que el diagrama obtenido se desvía de una línea recta con pendiente  $(-1/2)$ , y que esta desviación significa una separación de la mecánica de fractura lineal elástica (Linear Elastic Fracture Mechanics o LEFM por sus siglas en inglés) [15].

Un avance significativo en el estudio del efecto tamaño fue llevado a cabo por Hillerborg y colaboradores (1976), quienes formulan el modelo de fisura cohesiva o ficticia. Adicionalmente demuestran a través de un análisis por elementos finitos que el fallo de una viga de hormigón entallada sin armadura alguna y sometida a esfuerzos de flexión, muestran un efecto tamaño y dicho efecto no se corresponde con el de Weibull [16].



A principios de la década de 1980, Zdenek Bažant obtiene, a partir de la base del análisis aproximado de la liberación de energía, una fórmula simple para la ley del efecto tamaño que describe el efecto tamaño sobre la tensión nominal de las estructuras cuasi-frágiles, las cuales fallan después de un crecimiento prolongado y estabilizado de la fisura.

Bažant y Oh (1983) desarrollan un modelo de banda de fisura para la zona de proceso de fractura (Fracture Process Zone o FPZ por sus siglas en inglés) en el hormigón de manera indirecta, introduciendo una relación constitutiva Deformación – Reblandecimiento [17].

Posteriormente, a partir de mediados de la década de los 80's el interés por el efecto tamaño en materiales cuasi-frágiles aumenta enormemente y muchos investigadores hacen contribuciones notables; Los más destacados son: Planas y Elices (1988, 1989, 1993), Peterson (1981) y Carpinteri (1986). El efecto tamaño se convierte así en un tema relevante en conferencias sobre fractura del hormigón (Bažant et al, 1992; Mihasi et al, 1993; Wittman et al, 1995).

Así mismo, se reconoce que las mediciones del efecto tamaño en cargas máximas permiten determinar, de forma simple, las características de la fractura en materiales cuasi-frágiles. Esta línea de investigación culmina con el seminario de Cardiff (1995) en el que representantes de sociedades Americanas y Europeas respaldan una recomendación unificada para un ensayo estándar basado únicamente en la medición de cargas últimas [18].

Por último, indicar que se han llevado a cabo numerosos estudios sobre las características fractales de las fisuras en ciertos materiales, siendo Carpinteri y Chiaia (1994) quienes proponen que la diferencia en las características fractales de fisuras o microfisuras a diferentes escalas de observación, son la principal fuente de efecto tamaño en el hormigón [19]. Sin embargo Bažant (1997) pondría en duda dicha proposición.

### 2.1.2. Teorías básicas del Efecto Tamaño

En la actualidad, se conocen tres teorías básicas en la mecánica de sólidos que pueden explicar el efecto tamaño:

- a) Teoría Estadística de la resistencia aleatoria (Weibull 1939)
- b) Teoría de la redistribución de tensiones y liberación de energía de fractura provocada por propagación de fisuras (Bažant 1984)
- c) Teoría de la fisura fractal (Carpinteri et al 1994 – 1995)

#### 2.1.2.1. Teoría Estadística de Weibull

La teoría estadística de Weibull se fundamenta en dos hipótesis básicas [12]:

1. La estructura falla tan pronto como un pequeño elemento del material alcanza el límite de resistencia.
2. El límite de la resistencia es aleatorio y la probabilidad  $P_f$  de que el elemento pequeño no falle ante una tensión menor que  $\sigma$  viene dada por la siguiente distribución acumulativa de Weibull.

$$P_1(\sigma) = \left\langle \frac{\sigma - \sigma_u}{s_0} \right\rangle^m, (\sigma \geq \sigma_u \approx 0) \quad (2.1)$$

Cabe destacar que esta distribución se corresponde únicamente con la cola de los valores extremos (Figura 2.1b).

Weibull aplica esta distribución al problema clásico de una cadena larga (Figura 2.1a) o cable, para la cual la hipótesis anterior aplica adecuadamente. Así mismo aplica para cualquier estructura estáticamente determinada que conste de varios elementos (por ejemplo barras), en

la que si falla algún elemento, falla la estructura. Sin embargo, este no es el caso de estructuras estáticamente indeterminadas y cuerpos multidimensionales.

La teoría de Weibull ha sido aplicada a varios problemas por muchos investigadores, lo cual es correcto solo si la estructura multidimensional falla tan pronto como lo haga uno de los pequeños elementos del material (Figura 2.1c).

Este fallo repentino se produce en estructuras metálicas sometidas a fatiga en las que la falla crítica, en el momento en que se produce el fallo abrupto, continúa siendo de dimensiones microscópicas en comparación con el tamaño de la sección transversal. Sin embargo, como se ha mencionado con anterioridad, este comportamiento no se corresponde al de estructuras cuasi-frágiles, las cuales están diseñadas para fallar solo después de un crecimiento prolongado y estabilizado de la fisura.

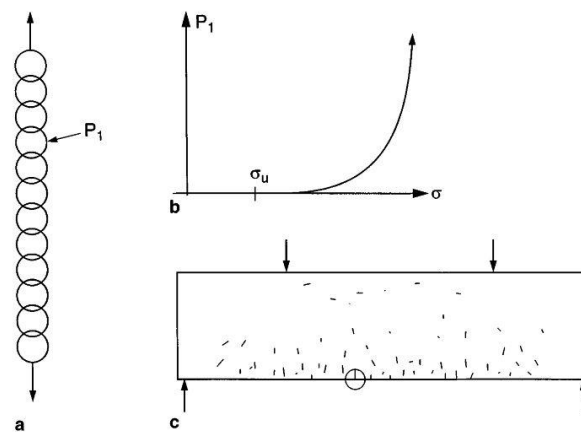


Figura 2.1: a) Cadena con varios enlaces de resistencia variable, b) Probabilidad de fallo de un elemento pequeño, c) Estructura microfisurada con diferentes probabilidades de convertirse en crítica [13].

Por otro lado, se considera que la aplicación teoría estadística está restringida, dado que ésta no tiene en cuenta el efecto de la redistribución de tensiones. En consecuencia, la carga última que puede ser producida por una pieza del material depende puramente de la distribución de los defectos en dicha pieza.

En el caso de superar la resistencia del punto más débil, se alcanza la carga última y el fallo total tiene lugar. Debido a este comportamiento puramente frágil, la teoría de Weibull también es conocida como la teoría del eslabón más débil.

Sin embargo, cuando una zona de proceso de fractura o una fisura estable y larga pueden desarrollarse antes de alcanzar la carga máxima, el modelo de acoplamiento en serie de una cadena, subyacente a la teoría del eslabón más débil, se vuelve inaplicable y el efecto tamaño estadístico es dominado por el efecto de la redistribución de tensiones en la cargas últimas con la inherente liberación de energía [20].

### 2.1.2.2. Teoría de la redistribución de tensiones y liberación de energía de fractura

#### a) Ley de Efecto tamaño

La segunda teoría principal sobre el efecto tamaño, es la llamada Ley de Efecto Tamaño (Size Effect Law o SEL, por sus siglas en inglés) propuesta por Bažant [21]. Ésta se obtiene mediante argumentos energéticos o de forma alternativa a través de análisis dimensional.

Con esta ley, el efecto tamaño para estructuras entalladas y geométricamente similares, puede predecirse debido al ajuste de la expresión a un conjunto de datos experimentales. La Ley de Efecto tamaño, se basa en que la resistencia del material para tamaños pequeños está delimitada por el límite de plasticidad, mientras que para tamaños grandes el material sigue la mecánica de fractura lineal elástica, la cual describe la transición entre ambos límites (Figura 2.2 ).

El resto de supuestos que se hacen son de una energía de fractura constante y por lo tanto independiente del tamaño, así como proporcionalidad entre la longitud de fisura en la carga última y el tamaño de la estructura. La Ley de Efecto Tamaño se describe mediante la siguiente expresión [20]:

$$\sigma_N = \frac{Bf_t}{\sqrt{1 + \frac{D}{D_0}}} \quad (2.2)$$

Donde  $f_t$  es un parámetro de resistencia como por ejemplo la resistencia a tracción. Las constantes  $B$  y  $D_0$  deben ser estimadas a partir de un ajuste de datos, o considerando las siguientes expresiones:

$$D_0 = c_f \frac{g'(\alpha_0, \theta)}{g(\alpha_0, \theta)} ; Bf_t = \sqrt{\frac{EG_F}{c_f g'(\alpha_0, \theta)}} ; \theta = 0 \quad (2.3)$$

En la ecuación (2.3)  $c_f$  representa la longitud efectiva de la zona de proceso de fractura frente al fallo de una estructura suficientemente grande, o de forma más general, para cualquier longitud del material en el que rige la falla.

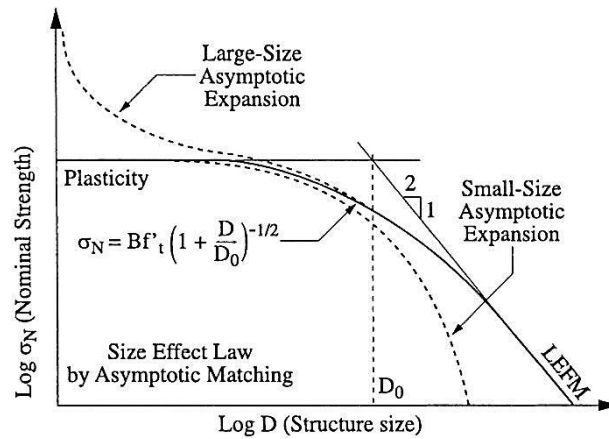


Figura 2.2: Expansión asintótica del efecto tamaño para grandes y pequeños tamaños (línea discontinua) y predicción del efecto tamaño por medio de la Ley de Efecto Tamaño (línea continua) [13]

La función  $g(\alpha_0, \theta)$  representa el ratio de liberación de energía efectiva adimensional y depende de  $\alpha_0 = a_0/D$  y  $\theta = c_f/D$ , donde  $a_0$  es la longitud inicial de la entalla. El valor de  $\theta = 0$  en la ecuación (2.3) se desprende de la expansión asintótica de gran tamaño hacia la recta de la mecánica de fractura lineal elástica (LEFM).  $g'$  es la primera derivada de la función  $g$  con respecto a  $\theta$  ( $g' = \partial g(\alpha_0, \theta) / \partial \theta$ ).

El parámetro  $D_0$  en la ecuación (2.2) representa el punto de intersección de la recta horizontal perteneciente a la plasticidad frente a la asíntota descendente, marcando así una transición en el comportamiento del material (Figura 2.2). Para  $D < D_0$  el material tiende hacia el comportamiento plástico mientras que para  $D > D_0$  la mecánica de fractura lineal elástica rige el proceso de falla.

En términos de longitud o tamaño,  $D_0$  puede, por lo tanto, ser tratado como un tamaño característico para el material bajo consideración, que para el caso de materiales cuasi-frágiles puede conllevar una dependencia del tamaño máximo del árido:  $D_0 = \lambda d_{max}$  [21].

#### b) Ley de Efecto Tamaño Universal

Por otro lado, posteriormente a la primera versión de la Ley de Efecto Tamaño, Bazant y colaboradores continuaron con sus investigaciones, lo que condujo a formulaciones adicionales para que, entre otras cosas, se pudieran analizar estructuras que no presenten una fisuración inicial [20].

Como resultado de las investigaciones desarrolladas, se obtuvo una fórmula que satisface todas las propiedades asintóticas analizadas previamente para tamaños grandes y pequeños tanto para estructuras entalladas y no entalladas. Dicha formulación es la Ley de Efecto Tamaño Universal (Universal Size Effect Law o USEL, por sus siglas en inglés), la cual se encuentra desarrollada en [20], [22] y se representa mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_N = Bf_t \left[ 1 + \left( \frac{D}{D_0} \right)^r \right]^{-1/(2r)} \left\{ 1 + s \left[ \bar{\eta} + \left( \frac{D}{D_b} \right) \left( 1 + \frac{D}{D_0} \right) \right]^{-1} \right\}^{1/s} \quad (2.4)$$

en la cual, el primer término es la ley clásica de Bažant para piezas entalladas, mientras que en la segunda parte se considera el efecto tamaño para estructuras sin fisuración previa.

En la ecuación (2.4)  $r$  y  $s$  son “parámetros no determinados por teoría, para los cuales cualquier valor es, en principio, posible” y se sugiere que  $r = s = 1$  [20].  $\bar{\eta}$  es un parámetro empírico que se define como  $\bar{\eta} = \eta + 1$ , donde  $\eta$  es una constante empírica positiva que por simplicidad puede ser considerada como cero [22]. La constante  $D_b$ , se define como

$$D_b = \bar{c}_f \frac{\langle g''(\alpha_0) \rangle}{4g'(\alpha_0)} \quad ; \quad \alpha_0 = 0 \quad \wedge \quad g'(\alpha_0) \neq 0 \quad (2.5)$$

donde  $\bar{c}_f = \kappa c_f$  y  $\kappa$  es una constante empírica mayor que 0, pero cercana al uno.

### 2.1.2.3. Teoría de fisura fractal

La tercera teoría sobre el Efecto Tamaño fue propuesta por Carpinteri y colaboradores en 1994. A diferencia del enfoque estadístico y determinístico, comentados con anterioridad, esta explicación para el efecto tamaño se basa en el análisis multifractal de una superficie de fractura sometida a carga última. Así, la cantidad de alteración puede expresarse por la dimensión fractal donde el último parámetro aumenta con el incremento de alteración del material. [19]

Siguiendo este enfoque fractal, se pueden distinguir diferentes niveles de alteración en relación con el tamaño de la estructura. Para tamaños estructurales pequeños, donde la influencia de la microestructura del material será fuerte, la máxima alteración tendrá lugar. Con el aumento del tamaño sin embargo, el grado de alteración disminuye hasta que se desvanece. Por lo tanto, para grandes tamaños la estructura puede considerarse homogénea [23].

El concepto de multifractalidad geométrica, se puede comparar con una variación continua de la dimensión fractal con la escala de observación, como puede observarse en la Figura 2.3.

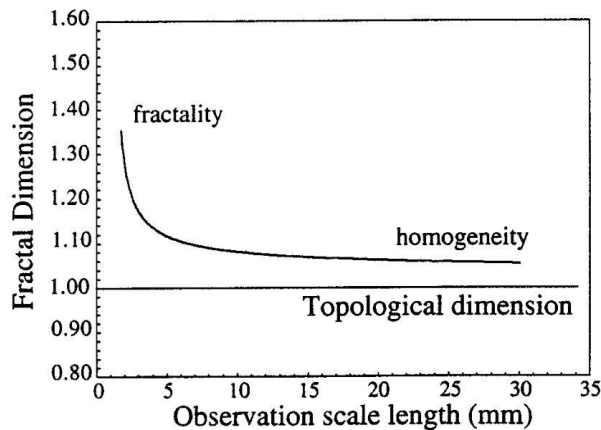


Figura 2.3: Variación de la dimensión fractal respecto al nivel de observación [24]

En ella se puede ver cómo la dimensión fractal se transforma desde una alta dimensión fractal local para escalas pequeñas, hacia una dimensión fractal global constante para grandes escalas. [24]

En base a los argumentos anteriores, Carpinteri y sus colaboradores propusieron la Ley de Escala Multi Fractal ( Multi Fractal Scaling Law o MFSL, por sus siglas en inglés) para describir el efecto tamaño [25] y se representa mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_N = \left( A + \frac{B}{d} \right)^{1/2} \quad (2.6)$$

donde  $\sigma_N$  es la resistencia nominal a tracción,  $d$  es el tamaño estructural característico,  $A$  y  $B$  son dos constantes que tienen que ser determinadas a partir del mejor ajuste de datos experimentales usando un algoritmo no lineal de cuadrados mínimos, tal como el Método Levenberg – Marquardt [26].

La predicción del efecto tamaño a partir de la MFSL es opuesta a la Ley de Efecto Tamaño de Bazant (ver Figura 2.4), donde sin embargo, se podría argumentar que esta última ley solo debería ser aplicada únicamente en el caso de estructuras entalladas. Para tamaños estructurales pequeños el efecto de la microestructura del material es predominante, lo que también puede explicarse por un tamaño característico de los defectos del material siendo comparables con las dimensiones estructurales.

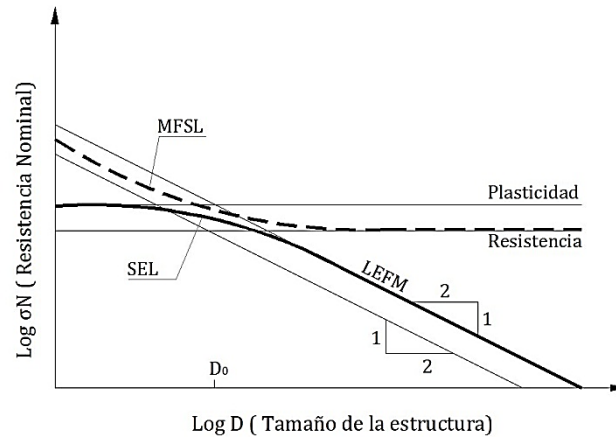


Figura 2.4: Predicción del efecto tamaño por SEL para estructuras entalladas y por MFSL

Por lo tanto, para tamaños pequeños la resistencia tiende hacia la asíntota de LEFM con una pendiente de -1/2. Por otra parte, al aumentar el tamaño, la influencia de la microestructura desaparece dando lugar a una resistencia finita asintótica. Del mismo modo que para SEL, un punto de intersección  $D_0$  para las dos asíntotas puede ser distinguido, lo cual en un diagrama bi-logarítmico se define como  $D_0 = B/A$ . (Véase Figura 2.4).

Para una mejor comprensión de su significado físico, la MFSL expresada por la ecuación (2.6), puede ser reorganizada en la siguiente forma [15]:

$$\sigma_N = f_t \sqrt{1 + \frac{\alpha d_{max}}{d}} \quad (2.7)$$

donde  $d_{max}$  es el tamaño máximo del árido y  $f_t$  es la resistencia nominal para tamaños infinitamente grandes. Ahora  $f_t$  y  $\alpha$  han de ser determinados a partir de un ajuste de datos experimentales. La resistencia del material, la cual ha sido aislada en la ecuación (2.7) está gobernada por el término adimensional bajo la raíz cuadrada, la cual refleja la influencia de la alteración microestructural [25].

Por último, la MFSL y especialmente la forma en que se aplica la teoría fractal, es puesta en duda por algunos autores, por su falta de antecedentes físicos. Así, algunas objeciones a la teoría fractal fueron realizadas por Bažant en 1997 [27], entre las cuales destacan:

- a. Un análisis basado en energía mecánica (de fractales invasivos o lagunares) predice una tendencia de efecto tamaño la cual difiere de la MFSL y también está en desacuerdo con los datos experimentales.
- b. La naturaleza fractal de la superficie final de fractura no tiene relevancia, dado que alrededor del 99% de la energía es disipada, no en la superficie final de fractura, sino por microfisuras y fricciones en la FPZ en puntos que se alejan de esa superficie.
- c. La teoría fractal no predice cómo los coeficientes de la MFSL dependen de la geometría estructural, lo que reduciría en gran medida la utilidad de la MFSL para el diseño estructural.
- d. La misma fórmula que la MFSL ha sido lógicamente derivada de la mecánica de fractura (no fractal), por expansión asintótica de la función de liberación de energía de LEFM cerca de la superficie [28].

### 2.1.3. Modelo de Fisura Cohesiva

Considerando los distintos modelos propuestos en la literatura científico-técnica para simular la fractura del hormigón, el modelo de fisura cohesiva, sea posiblemente el más general y simple. Según indican algunos autores, este modelo es capaz de explicar y predecir la mayoría de los resultados experimentales obtenidos con probetas de hormigón [29].

El modelo de fisura cohesiva fue propuesto inicialmente por Barenblatt (1959,1962) y Dugdale (1960). Hillerborg y colaboradores (1976) extendieron los planteamientos previos asumiendo que la fisura cohesiva puede desarrollarse en cualquier parte del material, incluso sin la presencia de microfisuras [16].

A fin de describir un modelo de fisura cohesiva es necesario definir tres parámetros básicos [30]:

1. El comportamiento tensión-deformación del material en ausencia de fisuras cohesivas, descrita por modelos constitutivos clásicos.
2. El criterio de iniciación, el cual determina las condiciones en que una fisura se forma y la orientación coherente de la fisura recién formada.
3. La ley de evolución de la fisura cohesiva, que se relaciona con las tensiones transferidas entre sus caras por el desplazamiento relativo entre los labios de la fisura.

Para materiales cuasi-frágiles en el que la no-linealidad en su mayor conjunto se ve limitada, es usual asumir que el material fuera de la zona de fisura tiene un comportamiento elástico-lineal y que aparece una fisura tan pronto como la fuerza nodal normal en los contornos de un elemento finito excede la máxima tensión de tracción que resiste el hormigón en un ensayo uniaxial, y que la orientación de la nueva fisura formada es perpendicular a la tensión principal máxima (modo I de fractura, ver Figura 2.5).

La ley de evolución en la zona de proceso de fractura será monótona en modo I por lo que la tensión cohesiva es función únicamente de la apertura de la fisura, que para el hormigón es monótonamente decreciente, y se llama curva de reblandecimiento.

La curva de reblandecimiento  $\sigma = f(w)$  es el elemento fundamental de este modelo y se considera una propiedad del material. Para la definición de la misma se requiere como mínimo dos parámetros: la resistencia a tracción del hormigón  $\sigma_u$  y la energía específica de fractura  $G_F$ . La resistencia a tracción  $\sigma_u$  del hormigón es la tensión a tracción para la que se forma una fisura y ésta comienza a abrirse ( $\sigma(0) = \sigma_u$ ) [29].

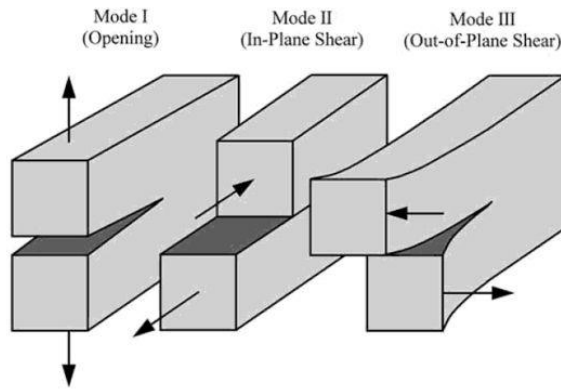


Figura 2.5: Los tres modos básicos de fractura: a) Modo I o de apertura b) Modo II o de deslizamiento c) Modo III o de desgaste [31]

La energía específica de fractura  $G_F$  es la energía necesaria para generar una unidad de superficie de fisura completamente abierta en el hormigón. De este modo, el área almacenada bajo la curva de reblandecimiento en un diagrama tensión-apertura de fisura, es la energía específica de fractura. Ambos parámetros se miden de forma experimental a través de ensayos normalizados [32].

La Figura 2.6 representa el esquema de una fisura cohesiva en modo I y la curva de reblandecimiento correspondiente.

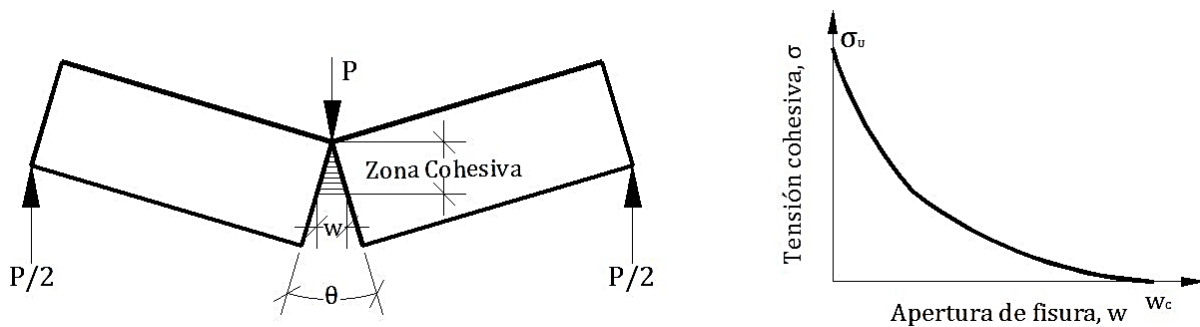


Figura 2.6: Fisura cohesiva y curva de reblandecimiento de fractura del hormigón en Modo I

Desde la formulación del modelo de la fisura cohesiva se han propuesto diferentes aproximaciones a la curva de reblandecimiento experimental. La curva real del reblandecimiento del hormigón es más curvilínea, pero presenta una primera parte que se puede aproximar por un segmento recto (ver Figura 2.7 a)), y la curva completa es a menudo aproximada por una curva bilineal, como se puede apreciar en la Figura 2.7 b), con buenos resultados [29].

A partir de estas curvas, se puede definir dos parámetros con dimensiones de longitud, es decir  $l_{ch}$  y  $l_l$ , cuyas formulaciones se expresan de la siguiente manera:

$$l_{ch} = \frac{EG_F}{\sigma_u^2} \quad (2.8)$$

$$l_l = \frac{Ew_l}{2f_{ct}} \quad (2.9)$$

donde  $E$  es el módulo elástico y  $w_l$  la intersección con la horizontal de la aproximación lineal inicial (Figura 2.7).

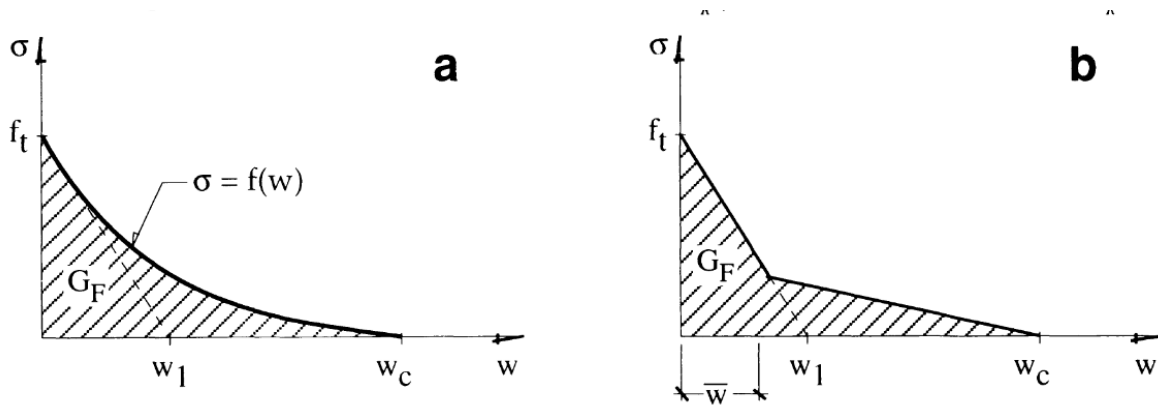


Figura 2.7: Función de reblandecimiento y sus parámetros: a) primera aproximación lineal y b) aproximación bilineal [29]

$l_{ch}$  es la longitud característica introducida por Hillerborg y colaboradores y está relacionada con el tamaño crítico de la zona cohesiva delante de una grieta muy larga en una muestra muy grande [33]. El parámetro  $l_i$  por su parte, fue introducido por Planas y colaboradores (2003) cuando se dieron cuenta de que la resistencia de la muestra sin entalla (y de las muestras entalladas con un tamaño de laboratorio) fue completamente determinada por la pendiente inicial de la curva de reblandecimiento, por lo tanto  $f_{ct}$  y  $w_l$  [34].



## 2.2. Efecto Tamaño en vigas sometidas a esfuerzos cortantes

### 2.2.1. Investigaciones relevantes

El fenómeno del efecto tamaño para vigas de hormigón armado, simplemente se identifica como la disminución de la resistencia a cortante frente al incremento del canto de la viga. Este fenómeno ha sido bien documentado para vigas esbeltas en la literatura científico-técnica, por lo que a continuación se recopilan las investigaciones más relevantes.

Kani (1967) es considerado como uno de los primeros investigadores en tener en cuenta el efecto del tamaño en piezas sometidas a esfuerzo cortante en el hormigón. Su trabajo consistió en el estudio de vigas sin armadura transversal en el alma, con una variación del canto útil,  $d$ , cuantía de acero longitudinal,  $\rho$ , y una relación luz del cortante-canto útil,  $a/d$ .

Se determinó que el canto de las piezas y la cuantía de acero tenían una gran incidencia en la resistencia a cortante y que hay un punto de transición  $a/d=2,5$  en el cual las vigas presentan un cortante crítico [35], tal como se puede apreciar en la Figura 2.8.

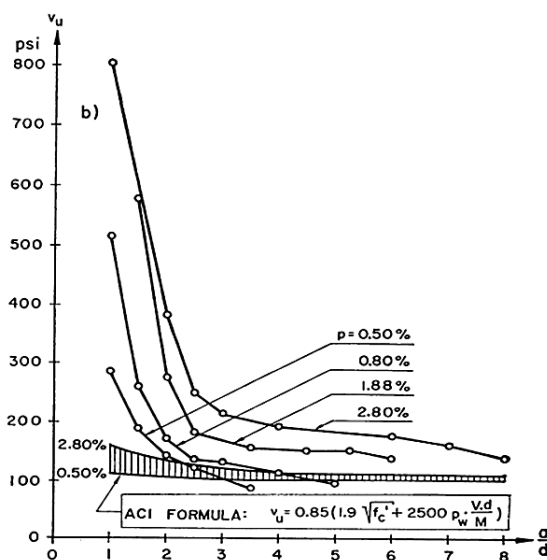


Figura 2.8: Esfuerzo cortante crítico frente  $a/d$  [35]

Kani encontró el valor de  $a/d$  como el punto de transición entre los distintos modos de fallo. Así, por debajo de un valor  $a/d$  de 2,5 la viga ensayada desarrollaba un efecto arco y presentaba una reserva considerable de resistencia más allá del punto de fisura. Para valores de  $a/d$  superiores a 2,5 el fallo fue repentino, frágil, formación de tensión en diagonal justo después de la aparición de la primera fisura en diagonal [35].

Por otro lado, Taylor (1972) llevó a cabo estudios teóricos-experimentales sobre la resistencia a cortante de grandes vigas de hormigón. De los resultados de los ensayos, se dedujo que el efecto tamaño existe incluso para vigas mayores a 1000 mm, las cuales habían estado fuera del alcance de estudio de anteriores investigaciones, y que el efecto tamaño para  $d \geq 1000$  mm puede considerarse por ser inversamente proporcional a la raíz cuarta del canto útil.

Adicionalmente Taylor indicó que de acuerdo con los resultados del análisis no-lineal por elementos finitos, el efecto tamaño sobre la resistencia a la tracción por flexión del hormigón y la transferencia del cortante a través de las fisuras superficiales, debía ser considerado de acuerdo a la estimación de la resistencia a cortante de grandes vigas de hormigón armado.

Bazant y Kim (1984) derivaron una ecuación de resistencia a cortante basada en la teoría de la mecánica de fractura. Esta expresión consideraba el fenómeno del efecto tamaño así como la cuantía longitudinal de acero.

La formulación fue calibrada en base a 296 ensayos previos obtenidos de la literatura científica y fue comparada con formulaciones del Código ACI-ASCE Committee 326. De la comparación realizada se observó que, las ecuaciones de diseño del Código ACI (American Concrete Institute, por sus siglas en inglés), no proporcionaba un margen de seguridad uniforme cuando se consideraban diferentes tamaños de vigas [36].

También se encontró, de acuerdo a la formulación, que para piezas de gran canto el factor de seguridad en el Código ACI prácticamente desaparecía. Sin embargo, en la época no había evidencia experimental disponible aún para corroborar ese hecho, puesto que en la mayoría de ensayos realizados en ese tiempo se utilizaron especímenes pequeños [36].

La ecuación en cuestión fue actualizada por Bazant y Sun (1987) incorporando el efecto del tamaño máximo del árido, distinto del efecto del tamaño relativo de la viga. Por otro lado la fórmula fue extendida para cubrir el efecto de los estribos en la capacidad cortante del hormigón. Dicha fórmula fue calibrada utilizando un conjunto de datos mayor consistente en 461 resultados compilados de la literatura. La nueva fórmula logró una reducción apreciable en el coeficiente de variación de las desviaciones de los datos medidos de la ecuación anterior [37].

Shioya y colaboradores (1989) llevaron a cabo una serie de ensayos en vigas a gran escala en las que se estudió la influencia, del canto de las piezas y del tamaño del árido sobre el esfuerzo cortante. En dicha investigación, fueron ensayadas vigas de hormigón ligeramente armadas sin refuerzo transversal bajo una carga uniformemente repartida. El canto de las vigas en el estudio experimental osciló entre 100 mm y 3000 mm [38].

Shioya dedujo que el esfuerzo cortante crítico disminuía a medida que aumentaba el tamaño de las vigas y al disminuir el tamaño del árido. La Figura 2.9 ilustra los resultados obtenidos en la investigación realizada por Shioya y colaboradores.

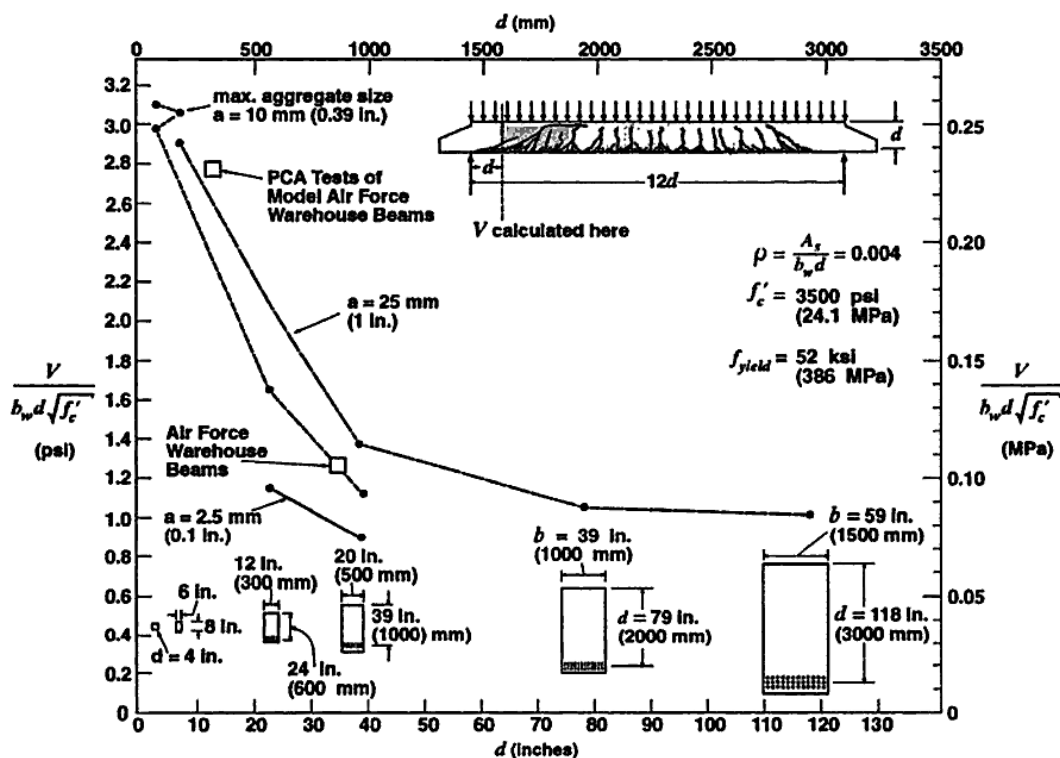


Figura 2.9: Influencia del canto y del tamaño del árido sobre el esfuerzo cortante crítico [39]

Es interesante destacar que los elementos ensayados por Shioya contenían aproximadamente la misma cantidad de armadura longitudinal que las vigas bajo cubierta de la nave de las fuerzas armadas estadounidenses (Air Force Warehouse, Shelby) que colapsó en 1955 [39].

Posteriormente, Bažant y Kazemi (1991) realizaron ensayos en vigas geométricamente similares con un intervalo de tamaños de 1:16, relación  $a/d=3$  y cuantía longitudinal de acero,  $\rho$ , constante. Los cantos de las vigas ensayadas oscilaban de 25 mm a 406 mm. El principal modo de fallo de los especímenes ensayados fue el cortante, salvo en las piezas pequeñas, en las que fallaron por flexión.

Este estudio confirmó el fenómeno del efecto tamaño y ayudó a corroborar la formula publicada previamente en 1984. Sin embargo, la viga más grande ensayada fue relativamente pequeña y los autores concluyeron que para vigas mayores a 406 mm, eran probables reducciones adicionales de la resistencia al corte debido al efecto tamaño [40].

Kim y Park (1994) llevaron a cabo ensayos en vigas con un hormigón de alta resistencia nominal (53,7 MPa). Las variables estudiadas fueron la cuantía longitudinal de acero,  $\rho$ , la relación luz del cortante-canto útil,  $a/d$ , y canto útil,  $d$ . La altura de las vigas variaba de 170 mm a 1000 mm mientras que la cuantía de acero oscilaba entre 0,01 y 0,049, el rango de  $a/d$  iba de 1,5 a 6,0.

Del estudio se concluyó que la ecuación del Código Modelo (MC-90) predecía la resistencia a cortante relativamente bien y que la ecuación de la ACI Committee 318, era insegura para vigas de mayores luces. Así mismo, se determinó que el efecto tamaño en la resistencia a cortante era el mismo tanto para hormigón con resistencia normal, como para hormigón con resistencia alta [41].

Sin embargo, Collins y Kuchma (1999) dieron a conocer los resultados de una extensa investigación experimental encaminada a evaluar los parámetros que influenciaran de forma significativa al efecto tamaño en elementos sometidos a esfuerzos cortantes. Del estudio se dedujo que la reducción del esfuerzo cortante crítico, estaba más directamente relacionada con la separación máxima entre las capas de armadura longitudinal, en lugar del canto total de los elementos. Además, las piezas elaboradas con hormigón de alta resistencia mostraban un efecto tamaño más significativo a cortante que elementos de hormigón con resistencia normal [42].

Entre los avances del estudio del efecto tamaño en elementos sometidos a cortante, cabe destacar el aporte realizado por Zararis y Papadakis (2001). Donde se destaca que los estudios analíticos realizados sobre la resistencia a cortante último, revelaron un marcado efecto tamaño, dicha resistencia es el producto del ancho de la sección por la profundidad del bloque comprimido, y de la resistencia a tracción indirecta del hormigón [10].

Por su parte, Bentz (2005), proporcionó un estudio puramente empírico, en lugar de modelos teóricos como se había propuesto por otros investigadores. En la investigación, se estudiaron veinticuatro series de ensayos sobre el efecto tamaño en el cortante, ya existentes hasta 1998. Se utilizaron tres ecuaciones diferentes a fin de estimar los parámetros de ajuste de curvas obtenidas, las cuales sugerían la posibilidad de generar especificaciones de diseño que incluyeran el efecto tamaño.

Las conclusiones obtenidas indicaron que la ecuación del efecto tamaño basada en la energía no era tan buena como la ecuación en la que el canto útil,  $d$ , se sitúa en el denominador de la formula. También se dedujo que tamaño del árido y la cuantía longitudinal de refuerzo eran elementos importantes a la hora de realizar una estimación de la resistencia a cortante [43].

El mismo año, Bažant y Yu realizaron un estudio, el cual fue dividido en dos partes. El primero encaminado a calibrar una formulación matemática de la ley de efecto tamaño a partir de datos experimentales. La deducción de la misma se basó en dos hechos: (1) El fallo es causado por la fractura de propagación cohesiva o cuasi-frágil; y (2) la carga máxima es alcanzada solo después de una gran propagación de la fisura (en lugar de al inicio de la fractura).

Así mismo, se tuvo en cuenta el análisis dimensional que proporcionó propiedades asintóticas del efecto tamaño caracterizado por: (1) una resistencia a cortante constante  $V_c$ , para cantos de vigas suficientemente pequeños; y (2) el efecto tamaño de la mecánica de fractura lineal elástica  $V_c \sim d^{-1/2}$  para grandes cantos de vigas,  $d$ .

Todo ello, junto a las propiedades asintóticas de segundo orden del modelo de fisura cohesiva, fueron suficientes para promulgar una formulación para el efecto tamaño en el cortante (Ecuación 2.10), la misma fue propuesta previamente en 1984 para el cortante crítico en vigas en base a menos argumentos [6].

$$v_c = \frac{v_0}{\sqrt{1 + d/d_0}} \quad (2.10)$$

Donde  $v_0$  y  $d_0$  son parámetros independientes del tamaño de la estructura.

Por otro lado, por lo que respecta al segundo estudio realizado, se llevó a cabo la verificación y calibración experimental de la formula encontrada en la primera investigación. De las conclusiones, cabe destacar que el desarrollo de la fórmula del efecto tamaño concordaba con el conjunto de ensayos realizados, en los que el canto de las vigas variaba significativamente [7].

Por otro lado, citar una de las investigaciones más relevantes realizadas los últimos años, llevada a cabo por Bažant y colaboradores (2007), en la que basándose en la cantidad importante de evidencia experimental y tomando como referencia los avances científicos de la época, sugirieron incorporar en el Código ACI el efecto tamaño para el diseño de vigas de hormigón armado, en base a la expresión de la ecuación 2.10 [44].

Sin embargo, recientemente los autores han desarrollado un documento en el que, en base a los hallazgos científicos, critican que la ACI sea la única de las tres sociedades más importantes, que aún no ha incorporado a su Código de diseño el efecto tamaño en la resistencia a cortante de vigas de hormigón, lo cual es cuestionable para los autores, considerando que tanto la fib (The International Federation for Structural Concrete), como la JSCE (Japan Society of Civil Engineers) ya tienen en cuenta el efecto tamaño, para sus respectivos códigos de diseño [45].

Por último, comentar que investigadores de la Universitat Politècnica de Catalunya y de la Universitat de les Illes Balears, recientemente han desarrollado un modelo mecánico simplificado para la predicción de la resistencia a cortante (Marí /Cladera et al.) [46]. Los autores plantean una fórmula simplificada donde  $V_{cu}$  es el cortante resistido por el hormigón considerando las diferentes contribuciones, es decir ( $V_{cu} = V_c + V_l + V_w$ ). Cuya expresión se puede representar de la siguiente forma:

$$V_{c,Marí/Cladera} = 0,3\xi \frac{x}{d} f_{cd}^{2/3} b_{v,eff} d \leq V_{cu,min} = 0,25 \left( \xi K_c + \frac{20}{d_0} \right) f_{cd}^{2/3} b_w d ; \quad (2.11)$$

Por otro lado, los autores manifiestan que la resistencia a cortante de elementos de hormigón armado no se ve afectada únicamente por el efecto tamaño sino por su esbeltez,  $a/d$ . Por ello, proponen una nueva expresión empírica para el efecto tamaño, la cual depende de  $d$  y de  $a/d$ .

Para el termino  $d$ , se tomó como referencia un factor propuesto por Bažant et al. [44] para la inclusión del efecto tamaño en el código ACI, el cual es una expresión similar a la de la ecuación 2.10. El factor que depende de  $a/d$ , se tomó de investigaciones empíricas desarrolladas previamente por Pérez y Cladera basadas en programación genética, donde se observó que el término  $a/d^{0,21}$  predecía correctamente la influencia de esta variable.

Como resultado de la investigación, los autores proponen una nueva expresión (Ecuación 2.12) que considera el efecto tamaño y la esbeltez de la pieza.

$$\xi_{Marí/Cladera} = \frac{2 \left( \frac{d}{a} \right)^{0,2}}{\sqrt{1 + \frac{d_0}{200}}} \leq 0,45 \quad (2.12)$$

### 2.2.2. Modelo de Zararis y Papadakis [10]

A continuación se resume, de forma breve, el modelo de comportamiento de vigas de hormigón armado sometidas a esfuerzo cortante propuesto por Zararis y Papadakis.

#### 2.2.2.1. Fisura Crítica

A partir de la observación de los tipos de rotura a cortante en secciones de hormigón armado sin armadura transversal Zararis y Papadakis [10] consideran que la fisura crítica se divide en dos ramas principales como puede observarse en la Figura 2.10.

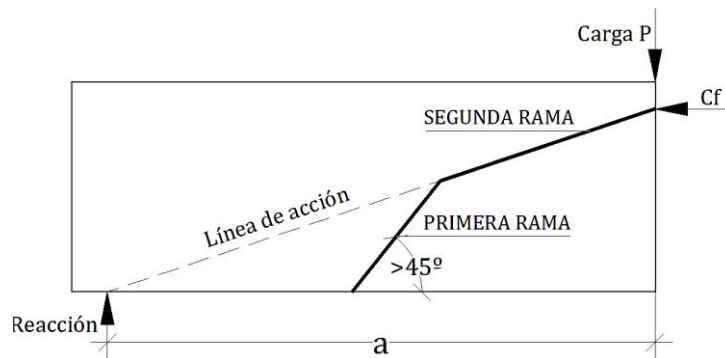


Figura 2.10: Trazado de ramas principales, adaptada de [10]

La primera se correspondería con la fisura inicial debido a la flexión del elemento, con una pendiente superior a  $45^\circ$  respecto a la horizontal y limitada por la línea que uniría el apoyo más próximo con el centro de gravedad de las compresiones producidas por la flexión en el hormigón  $C_f$ , bajo el punto de aplicación de carga.

La segunda rama se extendería desde el extremo de la rama anterior hasta alcanzar  $C_f$ . Se considera que en la primera rama no es posible que se movilice la resistencia mediante el mecanismo de engranamiento entre áridos o cortante-fricción, dado que se alcanzarían elevados anchos de fisura [47].

#### 2.2.2.2. Mecanismo resistente

Los autores presentan una posible disposición de las fuerzas actuantes en la región de la viga donde se produce la separación del hormigón (Ver Figura 2.11). Las fuerzas resultantes  $P$  y  $C_f$  se podrían descomponer en dos fuerzas  $F_1$  y  $F_2$ , cada una de las cuales representa la resultante de las tensiones del hormigón que actúan por encima y por debajo de la segunda rama de la fisura crítica, respectivamente.

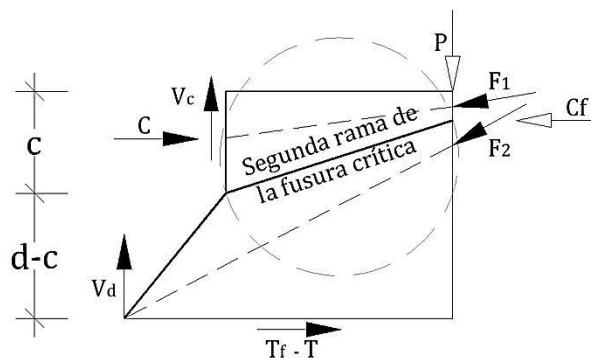


Figura 2.11: Disposición de fuerzas actuantes, adaptada de [10]

La fuerza  $F_1$  equilibra la resultante de fuerzas  $C$  y  $V_c$  en la zona de compresión, por otro lado la fuerza  $F_2$  equilibra la resultante de fuerzas  $T_f - T$  (fuerza transmitida por adherencia de la armadura longitudinal al hormigón) y  $V_d$  (fuerza transmitida por el efecto pasador al hormigón).

Por lo tanto, como una primera aproximación, la región de la viga, donde se genera la segunda rama de la fisura crítica con sus correspondientes fuerzas (Ver Figura 2.11), puede ser representada por un disco circular apoyado en dos puntos en su parte inferior, tal como puede observarse en la Figura 2.12, en donde las tensiones normales en la línea de rotura guardan cierto parecido con las que se producen en un ensayo de tracción indirecta [48].

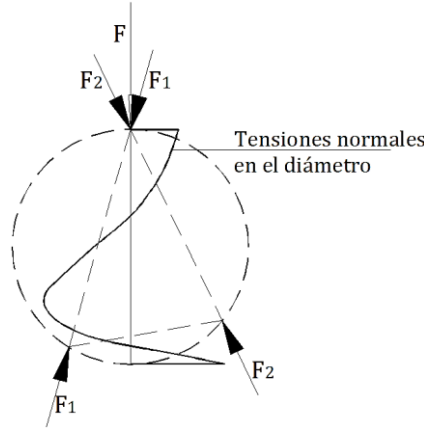


Figura 2.12: Esquema de disco apoyado en dos puntos y tensiones normales en el diámetro, adaptada de [10]

Debido a esta similitud, los autores deducen que la resistencia a cortante de una viga de hormigón sin armadura transversal, es igual al área de hormigón que queda por encima de la primera rama de la fisura crítica, es decir, por encima de la fibra neutra, multiplicada por la resistencia a tracción del hormigón. Por lo tanto, la resistencia a cortante en una viga rectangular sería [48]:

$$v_{cr} = b \cdot c \cdot f_{ct} = A_{ef,v} \cdot f_{ct} \quad (2.12)$$

donde  $b$  sería el ancho de la sección,  $c$  la profundidad del bloque comprimido a flexión,  $f_{ct}$  la resistencia a tracción indirecta del hormigón y  $A_{ef,v}$  el área eficaz a cortante. Para  $f_{ct}$ , los autores toman como referencia el valor de  $f_{ct} = 0,3 f_k^{2/3}$ . Destacar que se obvia el posible efecto del cortante de fricción que se produce en la primera rama de la fisura crítica.

### 2.2.2.3. Efecto tamaño en el cortante crítico

Zararis y Papadakis proponen añadir a la ecuación (2.12), un factor, a fin de evaluar el efecto tamaño, quedando la expresión:

$$v_{cr} = \xi A_{ef,v} \cdot f_{ct} \quad (2.133)$$

donde el efecto tamaño se determina a partir de la longitud del vano a cortante  $a$ , que es la distancia del apoyo a la sección de aplicación de la carga, y el canto útil de la sección de la viga  $d$ :

$$\xi_{zararis} = 1,2 - 0,2 \frac{a}{d} \geq 0,65 \quad (d \text{ en metros}) \quad (2.14)$$

## 2.3. Efecto Tamaño en el ensayo de Tracción Indirecta

### 2.3.1. Introducción

El ensayo de tracción indirecta o ensayo Brasileño, consiste en someter a una probeta cilíndrica a una fuerza de compresión aplicada en una banda estrecha y en toda su longitud. El resultado de la fuerza de tracción ortogonal resultante origina que la probeta rompa a tracción [49].

Este procedimiento experimental, el cual fue propuesto por Carneiro y Bacerillos en 1953 [50], es ampliamente utilizado actualmente para medir la resistencia a tracción del hormigón debido a su simplicidad, ya que se pueden utilizar tanto en probetas cilíndricas, cúbicas o prismáticas. Así mismo, este ensayo ha sido incluido en varias normativas y especificaciones, tales como UNE-EN 12390-6:2010 [49]; ASTM C496/C496M-11[51] y Rilem [52].

De forma general, el ensayo se realiza bajo control de carga y finaliza cuando se alcanza la carga máxima, la cual se usa como parámetro para calcular la resistencia máxima de tracción, suponiendo una distribución uniforme de las tensiones de tracción en el plano de carga, de esta forma se tiene [49]:

$$f_{ct} = \frac{2 \times F}{\pi \times L \times d} \quad (2.145)$$

donde  $f_{ct}$  es la resistencia a tracción indirecta,  $F$  la carga máxima alcanzada,  $L$  la longitud de contacto de la probeta y  $d$  es la dimensión de la sección transversal.

Como en todo tipo de roturas debido a la fisuración del hormigón, la influencia del tamaño debe ser esperada, y en efecto, muchos de los resultados obtenidos en varios estudios experimentales muestran un efecto tamaño [53]. Sin embargo, los resultados obtenidos mediante el ensayo de tracción indirecta, no indican una tendencia clara de efecto tamaño.

La Figura 2.13, recoge los resultados de seis ensayos experimentales, los cuales presentan el siguiente comportamiento:

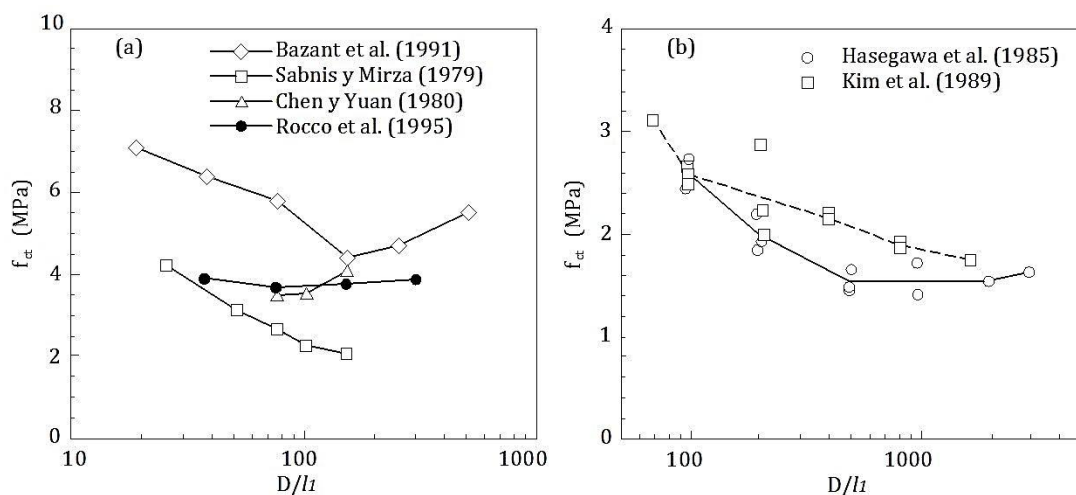


Figura 2.13: Ejemplos de resultados experimentales sobre el efecto tamaño en el ensayo de tracción indirecta. Adaptada de [20], pág. 292

Se observa que los resultados obtenidos por Sabnis y Mirza [54], muestran una disminución continua de la resistencia en el rango de tamaño de probetas estudiado, es decir entre 25 y 150mm. Así mismo Kim et al. [55], muestra un descenso continuo de la resistencia sobre el rango de tamaños ensayados.

Por el contrario, los resultados de Chen y Yuan [56], muestran un incremento de la resistencia a medida que aumenta del diámetro del cilindro, cuyo rango oscila entre 76 y 152 mm, por lo que para este caso en particular el efecto tamaño no se vería representado.

En cuanto a los ensayos realizados por Hasegawa, Shioya y Okada [57], los cuales cubren un amplio rango de tamaños, desde 100mm a 3000mm de diámetro, revelan un descenso de la resistencia seguido de un efecto meseta donde el efecto tamaño desaparece.

Por lo que respecta los resultados obtenidos por Bažant et al. [58], estos confirman la existencia del efecto tamaño, lo cual se ve reflejado hasta cierto diámetro crítico (menor a 200 mm), la curva de la resistencia nominal frente al tamaño del diámetro concuerda con la ley del efecto tamaño. Sin embargo, para tamaños mayores a 200 mm, hay una desviación de la ley. La tendencia de esta segunda curva es probablemente una aproximación a una asíntota horizontal, por lo que debido a la dispersión global, podría asumirse un efecto meseta.

Finalmente, los resultados de los ensayos sobre prismas de base cuadrada reportados por Rocco et al. [59], no presentan efecto tamaño en un rango comprendido entre 76 y 152mm. Se muestra una resistencia continua sin dispersión alguna.

Se podría decir que, la complejidad y la disparidad del comportamiento observado pueda ser debido principalmente a tres factores [20]:

- a) Salvo en los ensayos realizados por Rocco et al. [59], no hay una determinación independiente de las propiedades de fractura y por ello, no hay una escala material de referencia; los resultados probablemente podrían ser consistentes unos a otros re-escalando apropiadamente los ejes.
- b) La resistencia a tracción indirecta es sensible a las condiciones de contorno, como se hablará más adelante, de forma particular con el ancho relativo  $b/D$  de la banda de reparto de carga, la cual debería permanecer constante para asegurar una completa similitud.
- c) Como cualquier otro fenómeno en el hormigón, la resistencia a tracción indirecta es un ratio independiente; si los ratios de carga no son apropiadamente escalados, se puede encontrar una apreciable desviación.

### 2.3.2. Mecanismos de fractura en el ensayo a tracción indirecta

En 1996 Rocco *et al.* [60] llevaron a cabo un estudio experimental con la intención de clarificar los mecanismos de rotura presentes en el ensayo brasileño, considerando la influencia del tamaño del espécimen y el ancho de la banda de apoyo o reparto. El aspecto metodológico esencial de la investigación, era controlar los ensayos con el fin de que se pudiera captar la propagación y evolución de las fisuras.

Los ensayos fueron realizados sobre probetas cilíndricas de roca granítica (Serie A) y probetas prismáticas con base cuadrada elaboradas con mortero (Serie B). Los tamaños de la Serie A tenían diámetros de entre 30 mm y 240 mm, con un espesor constante de 30 mm, mientras que los tamaños de la Serie B presentaban un espesor fijo de 50 mm y su canto oscilaba entre 17 mm y 300 mm.

La deformación transversal fue medida durante el ensayo mediante un extensómetro situado en la parte central de las probetas donde se esperaba que apareciera la fisura principal. Debido a la estabilidad del ensayo, este pudo ser grabado con la ayuda de una cámara de video, pudiendo capturar la evolución del proceso de fisuración, para posteriormente obtener las imágenes mediante un sistema de procesamiento digital.

Por lo que respeta al proceso de ruptura, ambas series mortero y granito mostraron el mismo proceso de fractura, el cual se encuentra recogido en la Figura 2.14: la fisura empieza en el centro de la probeta (A), y se propaga hacia las bandas de apoyo (B). Una vez la fisura central se ha extendido a lo largo del plano de simetría de la pieza, aparecen fisuras secundarias en los lados de la probeta, iniciándose a ambos lados de las bandas de reparto (C). Estas fisuras se desarrollan hacia el interior de la pieza, aproximadamente paralelas a la fisura central principal (D y E). En la parte final del ensayo, una fisura secundaria se propagó formando una asimetría



hasta que se alcanzó una configuración inestable, normalmente seguida de la formación de un mecanismo [60].

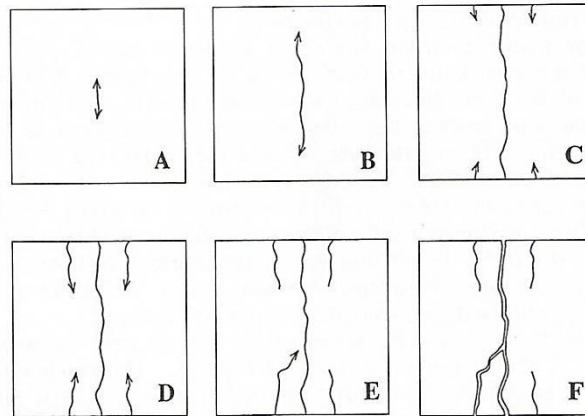


Figura 2.14: Secuencia de propagación de fisuras durante el ensayo de tracción indirecta [60]

Del mismo ensayo se extrae la curva carga – deformación transversal, como se puede observar en la Figura 2.15, la cual está relacionada con el proceso de fisuración explicado en el párrafo anterior.

Esta curva presenta dos cargas pico (Puntos A y E). El primer pico coincide con el inicio de la fisuración en el centro de la pieza (A). El descenso de carga después del primer pico corresponde a la propagación de la fisura principal (B). Una vez la fisura llega a las bandas de apoyo, el descenso de carga se detiene, comenzando nuevamente a subir. Durante esta segunda fase de carga, aparecen las fisuras secundarias (C y D). Este proceso continúa hasta que una de las fisuras secundarias comienza a extenderse más, alcanzando así la segunda carga pico (E); la carga entonces comienza a descender mientras que la fisura secundaria continua abriéndose (F).

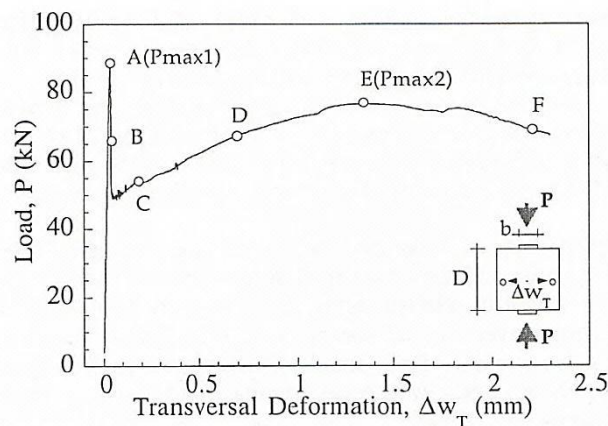


Figura 2.15: Curva Carga - Deformación Transversal, de un ensayo brasileño en probetas de mortero [60]. Los puntos se corresponden con las imágenes de la Figura 2.14

En resumen, los resultados obtenidos mostraron que la rotura de las piezas ocurre a través de dos mecanismos. El mecanismo principal, está relacionado con la formación de la fisura principal desde el centro de la probeta hasta la zona de bandas de apoyo. Este mecanismo está gobernado por la máxima tensión de tracción perpendicular al plano de carga.

El segundo mecanismo ocurre justo después de que la fisura principal se haya extendido, las fisuras secundarias se hayan propagado hacia el centro de la probeta y se haya alcanzado una segunda carga máxima [61].

### 2.3.3. Influencia del ancho de banda de reparto

Como se mencionó con anterioridad, la resistencia a tracción indirecta se calcula mediante la ecuación (2.14), la cual asume que la carga es concentrada. Sin embargo, la carga actuante en la probeta se distribuye en un ancho finito mediante dos bandas de apoyo (como lo exigen algunas normativas). En la Figura 2.16 se puede apreciar el esquema del ensayo brasileño para probetas cilíndricas.

Por otro lado, el ancho relativo de la banda de reparto,  $b/D$ , puede variar de un 4% a un 16%, dependiendo de la normativa que se escoja [51].

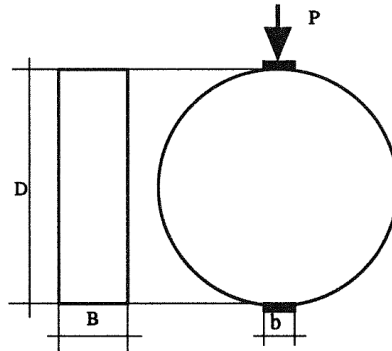


Figura 2.16: Geometría de la probeta y esquema de aplicación de carga en el ensayo brasileño [61]

En el caso particular de probetas cilíndricas sometidas a compresión diametral, la máxima tensión de tracción,  $\sigma_{max}(\beta)$  fue deducida por Tang [62], la cual considera el ancho de la banda de apoyo, proponiendo la siguiente ecuación:

$$\sigma_{max}^c(P, \beta) = \frac{2P}{\pi BD} (1 - \beta^2)^{3/2} \quad (2.16)$$

donde  $P$  es la carga de compresión total y  $\beta = b/D$  es la relación de ancho de banda de reparto con el canto de la probeta, como se muestra en la Figura 2.16.

Por otro lado, para el caso de probetas prismáticas con base cuadrada, en 1995 Rocco *et al.* [59] propusieron que la tensión máxima de tracción podía ser calculada, para  $\beta \leq 0,20$  mediante la siguiente formula:

$$\sigma_{max}^c(P, \beta) = \frac{2P}{\pi BD} (1 - \beta^2)^{5/3} - 0,0115 \quad (2.17)$$

En la Figura 2.17 se puede observar la variación de la máxima de tensión de tracción en función del ancho de banda de reparto  $b$ , para probetas cilíndricas (ecuación 2.16) y prismáticas con base cuadrada (ecuación 2.17).

La máxima tensión de tracción se encuentra trazada de forma relativa respecto al valor máximo para carga concentrada,  $\sigma_{max}(\beta=0)$  y desciende de forma moderada mientras el ancho de la banda aumenta. La variación de tensión máxima  $\sigma_{max}(\beta)$  es menor al 4% considerando que la Figura 2.17 se encuentra dentro de los rangos establecidos por normativa ( $0,04 \leq \beta \leq 0,16$ ) [63].

Por su parte, en 2009 Carmona [64] llevó a cabo una investigación donde se estudiaba de forma experimental la influencia del ancho de banda de reparto de la carga y el efecto tamaño de la probeta en la resistencia a tracción indirecta del hormigón.

Para el estudio en mención se utilizaron cuatro series de probetas cilíndricas de seis diámetros diferentes, comprendidos entre 45 mm y 294 mm.

Otro parámetro básico en la investigación fue la variación de anchos de apoyo en cada una de las series, tendiendo la siguiente configuración: 1) ancho libre, 2)  $b=25\text{mm}$ , 3)  $b \rightarrow 0$ , 4)  $b=D/6$ .

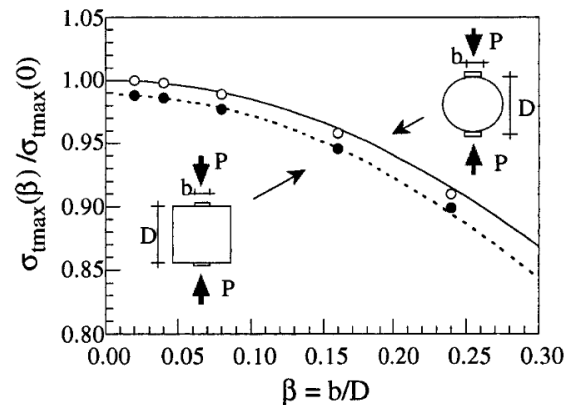


Figura 2.17: Variación de la máxima tensión de tracción con el ancho de banda de reparto relativo [63]

De los resultados obtenidos por Carmona [64], destaca la recomendación de incorporar barras de carga, además de bandas de reparto con un ancho  $b= D/6$ , teniendo en cuenta la configuración de la Figura 2.16. Adicionalmente, sugiere calcular la resistencia a tracción indirecta a través de la siguiente formula:

$$f_T = 0,61 \frac{P_u}{d l} \quad (2.18)$$

Esta ecuación incluye el efecto del ancho de la zona de aplicación de la carga y es válida para un ancho relativo de la zona de carga  $b/D = 1/6$ , para otros anchos de banda de reparto de carga, Carmona recomienda utilizar la ecuación 2.15.

Por último, y considerando la influencia del ancho de la banda de apoyo, en 2012 Ince utilizó el método de elementos de contorno para formular la máxima tensión de tracción para cubos no entallados ensayados de forma diagonal al plano de carga, mediante la siguiente expresión [65]:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{\pi BD} \left( \frac{1}{0,931 + 38,931\beta^{4,778}} \right) \quad (2.19)$$

Una de las ventajas de ensayar probetas cubicas diagonales, según Ince, es la casi constante máxima tensión en el plano de carga para  $\beta = 0,15$ . De forma adicional, indica que el termino en paréntesis podría ser substituido por  $1/0,931 = 1,074$  para  $\beta = 0,15$  [65].

#### 2.3.4. El modelo de fisura cohesiva en el ensayo a tracción indirecta

El ensayo a tracción indirecta también puede ser analizado por medio del modelo de fisura cohesiva. Esto, ya fue realizado por Modéer (1979) usando una función de reblandecimiento lineal, para un ancho de banda de reparto  $b=0,1D$ . En la investigación se asumió una sola fisura a lo largo del plano de carga, considerando que el material era elástico.

Modéer encontró un marcado efecto tamaño para pequeños tamaños ( $D < 0,5l_{ch}$ ) y un efecto tamaño moderado para grandes dimensiones. Sin embargo, el autor de la investigación indicó que su hallazgo debería ser considerado como un simple indicativo de la posibilidad de un fuerte efecto tamaño, debido a que durante el modelado, la resistencia a tracción fue excesiva en los puntos fuera de la dirección de la fisura principal [66].

Por otro lado, Rocco y colaboradores (1999) llevaron a cabo un estudio dividido en dos partes, realizando por un lado un análisis teórico y posteriormente una verificación experimental.

Por lo que respecta al primer estudio, se pretendió analizar teóricamente el efecto tamaño y las condiciones de contorno en el ensayo Brasileño, utilizando un modelo de fractura no-lineal basado en los conceptos de fisura cohesiva.

Dos de las variables estudiadas en la investigación fueron el ancho de banda de reparto, con anchos relativos  $b/D$ , entre 2% y un 16% así como la geometría de los especímenes, considerando cilindros y prismas con base cuadrada sin entallar.

En la Figura 2.18 se puede apreciar el principal resultado de la simulación y muestra los resultados del efecto tamaño para la resistencia a tracción indirecta en las geometrías comentadas en el apartado anterior. Las curvas obtenidas fueron dadas en forma adimensional usando  $f_{ct}$  y  $l_{ch1}$  como parámetros de referencia [63].

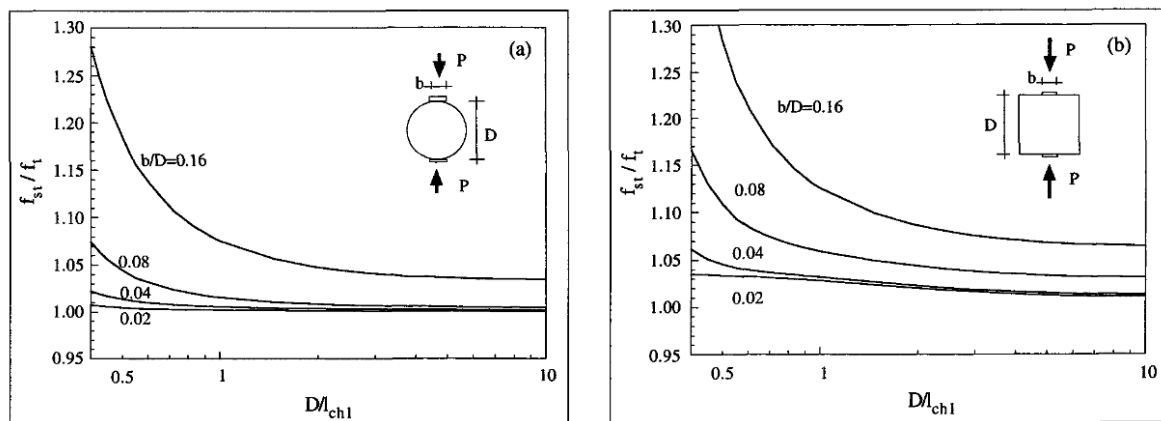


Figura 2.18: Variación de la resistencia a tracción indirecta con el tamaño del espécimen: Cilíndrico (a), Prismático de base cuadrada (b) [63]

De los resultados de la modelación numérica, los autores pudieron proponer una expresión general basada en el modelo de fisura cohesiva, en la que la resistencia a tracción indirecta puede ser relacionada con el tamaño del espécimen y con el ancho de la banda de apoyo. Dicha expresión, según los autores podría formularse de la siguiente manera [63]:

$$\frac{f_{ct}}{f_t} = \frac{1}{c_1 + c_2 D/l_{ch1}} + c_3 \quad (2.20)$$

Donde  $c_1$ ,  $c_2$  y  $c_3$  son parámetros que dependen de la geometría del espécimen y del ancho relativo de las bandas de reparto de carga.  $l_{ch1}$  es la longitud característica asociada con la función lineal equivalente de reblandecimiento, definida en la ecuación (2.9) del apartado 2.1.3 del presente trabajo. Con esta expresión es posible estimar de una forma simple la resistencia a tracción indirecta en un ensayo Brasileño para un rango de tamaños de  $(0,4 \leq D/l_{ch1} \leq 10)$ .

Los autores de la investigación, así mismo, consideran que a medida que el tamaño del espécimen aumenta, la carga máxima en la zona cohesiva se convierte en menos importante en relación al tamaño de la pieza, llegando a asumir que la carga máxima se alcanza cuando la tensión de tracción máxima en algún punto del espécimen, es igual a la resistencia a tracción.

Por lo tanto, basándose en la suposición del párrafo anterior y teniendo en cuenta las expresiones (2.15) y (2.16), Rocco y colaboradores proponen las siguientes formulaciones como solución para grandes especímenes, tanto cilíndricos (2.21), como prismáticos (2.22) [63].

$$f_{ct} = \frac{f_t}{(1 - \beta^2)^{3/2}} \quad (2.21)$$

$$f_{ct} = \frac{f_t}{(1 - \beta^2)^{3/2} - 0,0115} \quad (2.15)$$

Los resultados de este primer estudio confirman que la resistencia a tracción indirecta disminuye con el tamaño del espécimen, mostrando una tendencia hacia una solución asintótica para grandes tamaños. Dentro del rango analizado (0,1 m a 2,5 m de diámetro) la tracción indirecta puede variar un 25% en especímenes cilíndricos y un 35% en prismáticos.

Los autores, por otro lado, destacan que el efecto tamaño depende considerablemente del ancho de bandas de apoyo, así de forma general, a medida que el ancho disminuye, el efecto tamaño es menos representativo. Por ejemplo, para valores de ancho relativo de banda de reparto inferior al 4%, el efecto tamaño sobre la resistencia a tracción indirecta es despreciable.

En lo referente a la segunda parte de la investigación realizada por Rocco y colaboradores, la cual consistió en estudiar experimentalmente el efecto del tamaño de diferentes especímenes y condiciones de contorno en la resistencia a tracción indirecta. Para ello se realizaron dos tipos de ensayos, estable e inestable, sobre 110 probetas cilíndricas y prismáticas a base de granito y mortero respectivamente, con tamaños comprendidos entre 17 mm y 300mm [67].

A fin de analizar el efecto de las condiciones de contorno, las probetas fueron ensayadas con diferentes anchos de banda de apoyo, según las recomendaciones de la normativa vigente en la época.

La Figura 2.19 compara los resultados experimentales de la resistencia a tracción indirecta con las predicciones del modelo teórico obtenidas a partir de la aplicación de las ecuaciones (2.21) y (2.22). Se puede apreciar que las predicciones teóricas, tanto para probetas cilíndricas a base de granito, como las probetas prismáticas a base de mortero, presentan buenos resultados [67].

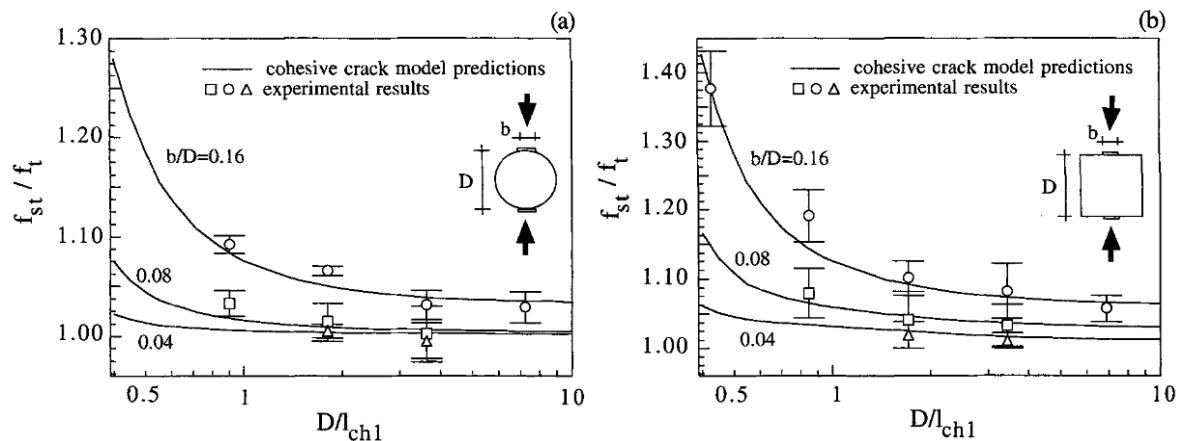


Figura 2.19: Curvas de efecto tamaño del modelo de predicción por fisura cohesiva y resultados experimentales de la resistencia a tracción indirecta para: (a) probetas cilíndricas de granito (b) probetas prismáticas de mortero [67]

De las conclusiones más relevantes del estudio en mención se destaca que: La influencia del tamaño y de las condiciones de contorno, en el ensayo Brasileño, se asimilan a las predicciones del modelo de fisura cohesiva. Así se deduce que, a medida que aumenta el tamaño de los especímenes y el ancho de banda de apoyo disminuye, la resistencia a tracción indirecta tiende de forma asintótica a un valor de límite mínimo, que coincide con la verdadera resistencia a tracción.

Así mismo se destaca que, los resultados experimentales obtenidos muestran que las expresiones analíticas obtenidas de la formulación teórica, son una buena herramienta a la hora

de predecir el efecto tamaño y el ancho de banda de reparto de carga para la resistencia a tracción indirecta [67].

## 2.4. Conclusiones del Estado del Conocimiento

El estudio del efecto tamaño en materiales cuasi-frágiles ha sido ampliamente analizado en las últimas décadas. De las tres teorías básicas sobre el efecto tamaño, destaca la propuesta dada por Bažant en 1984, basada en la mecánica de fractura del hormigón.

La primera aportación realizada por Bažant es la Ley de Efecto tamaño la cual se basa en que la resistencia del material para tamaños pequeños está delimitada por el límite de plasticidad, mientras que para tamaños grandes, el material sigue la mecánica de fractura lineal elástica.

Adicionalmente a la primera ley, la cual se utiliza para probetas entalladas previamente, Bažant propone la Ley Universal de Efecto Tamaño, para estructuras que no presenten una fisuración inicial alguna.

Por otro lado, se destaca la relevancia del modelo de fisura cohesiva, en el estudio del efecto tamaño, el cual es capaz de explicar y predecir la mayoría de resultados experimentales obtenidos con probetas de hormigón.

En lo referente al efecto tamaño en vigas sometidas a esfuerzos cortantes, se enfatiza que de la mayoría de aproximaciones sugeridas para explicar y modelizar el efecto tamaño en la resistencia a cortante de vigas esbeltas de hormigón armado, únicamente dos son consideradas como las más relevantes.

Una de estas aproximaciones sugiere que la reducción del esfuerzo cortante está relacionada con la separación máxima de las capas de refuerzo longitudinal, en lugar del canto del elemento, así mismo matiza que para piezas elaboradas con hormigón de alta resistencia la presencia de efecto tamaño es más significativo que para piezas de hormigón con resistencias normales [42].

La segunda aproximación se basa en los conceptos de la mecánica de fractura en la que fue posible la obtención de una formulación para el efecto tamaño en cortante, y en la que se indica que debido a la liberación de energía, las fisuras más anchas están asociadas con miembros más grandes [6].

Es importante comentar que varios Códigos de Diseño ya han incorporado el efecto tamaño para el diseño de vigas de hormigón armado, entre las cuales destacan la fib y JSCE. La única asociación de estructuras de hormigón que aún no cuenta entre sus reglamentos con el efecto tamaño es la ACI.

También se puede concluir que Zararis demuestra que las tensiones normales de la línea de rotura de la segunda rama de fisura crítica, de una viga sometida a cortante, guarda cierto parecido con la que se produce en el ensayo a tracción indirecta, por lo que se deduce que la resistencia a cortante de una viga sin armadura transversal es igual al área de hormigón por encima de la fibra neutra, multiplicada por la resistencia a tracción del hormigón [10].

La información disponible en la literatura científico-técnica respecto al efecto tamaño a cortante, indica que la mayoría de ensayos realizados se han llevado a cabo en especímenes pequeños por lo que muchas teorías no están del todo respaldadas. Así, en el caso de vigas sin armadura transversal, se constata que la mayoría de las vigas se concentran en los rangos de pequeño canto y que no hay suficientes ensayos en los que se haga variar el tamaño de forma notable, mientras se mantienen constantes otros parámetros como la cuantía de refuerzo longitudinal.

Por último, respecto al efecto tamaño en tracción indirecta, se observa que la mayoría de resultados experimentales obtenidos hasta 1995 no mostraban una clara tendencia de efecto tamaño.

Rocco y colaboradores por su parte, contribuyen en explicar los mecanismos de fractura que rigen el ensayo a tracción indirecta en el hormigón, deduciendo un mecanismo principal a raíz de la formación de una fisura principal y un segundo mecanismo una vez se alcanza la segunda carga máxima [52].

En la misma línea de investigación, se destaca la inclusión del modelo de fisura cohesiva en el ensayo de tracción indirecta que permite obtener expresiones que relacionan el tamaño del espécimen con el ancho de la banda de reparto de carga. Así una vez realizada la verificación experimental se constata que la influencia del tamaño y las condiciones de contorno, en el ensayo Brasileño, se asemejan a las predicciones realizadas por medio del modelo en referencia.

Por último, destacar que las expresiones analíticas obtenidas mediante la modelación numérica, son una buena herramienta para predecir el efecto tamaño y el ancho de banda de apoyo a través del ensayo de tracción indirecta [67].

## 3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Este capítulo pretende explicar los aspectos relativos al desarrollo de la campaña experimental. En primer lugar se plantean los objetivos de la misma y la concepción de los ensayos. En segundo lugar, se explica el proceso de elaboración de probetas de hormigón considerando las diferentes variables que intervienen en su fabricación.

Posteriormente, se describe el proceso del ensayo y se menciona la instrumentación utilizada para realizar el control del mismo. Finalmente se explican los ensayos de caracterización llevados a cabo y los resultados obtenidos.

### 3.1. Objetivos y Concepción del Ensayo

#### 3.1.1. Objetivos

El objetivo primordial de la campaña es tratar de reproducir el comportamiento de la cabeza de compresión de una viga, sin armadura transversal, sometida a esfuerzo cortante, en la cual se propaga una segunda fisura crítica justo antes de que se alcance la rotura. Según Zararis y Papadakis [10] el estado tensional de esta segunda fisura crítica puede asimilarse al de una probeta sometida a un ensayo de tracción indirecta el cual, como es sabido, tiene un claro efecto tamaño debido al carácter cuasi-frágil de la rotura.

Por ello, se plantea realizar una adaptación del ensayo a tracción indirecta sobre probetas cúbicas y prismáticas de hormigón en masa, sometidas a cargas lineales concentradas en una banda estrecha en relación a la anchura de la probeta, lo cual provoca una tracción transversal, formando una fisura única hasta que la probeta alcanza la rotura. Cabe destacar que el ensayo propuesto es una representación muy simplificada de la realidad, sin embargo, es un primer paso en el que se puede captar una parte importante de la respuesta de la cabeza de compresión.

Por otra parte y como ya se ha comentado, el efecto tamaño puede explicarse mediante la teoría de la fisura cohesiva de la mecánica de la fractura, para lo cual es necesario relacionar la deformación longitudinal generada por las cargas puntuales con la apertura de la fisura generada por los movimientos laterales de los áridos y por la tracción transversal generada por la apertura de las tensiones de compresión desde la carga puntual al centro de la probeta.

De lo anterior se deduce que las variables cuya influencia interesa estudiar son, fundamentalmente, el tamaño de la probeta ( $h$ ), la esbeltez (relación  $h/b$ ), la resistencia y módulo de deformabilidad del hormigón ( $f_c$ ,  $f_{ct}$  y  $E_c$ ), el tamaño máximo del árido “a” y la relación entre la anchura de la banda de carga y el ancho de la probeta ( $bo/b$ ).



### 3.1.2. Concepción del Ensayo

El ensayo tiene su fundamento en la analogía realizada por Zararis y Papadakis [10], por la cual la segunda rama de fisuración de una viga guarda cierta semejanza al ensayo de tracción indirecta, debido en parte a las tensiones normales formadas y a la línea de rotura. Según los autores, en la zona de compresión se podría representar un disco circular apoyado en dos puntos. Sin embargo a efectos prácticos y de ejecución, se ha optado por utilizar probetas con geometría de base cuadrada y prismática.

En la Figura 3.1 se recoge de forma gráfica el fundamento que sirve como punto de partida para proponer una adaptación del ensayo de tracción indirecta sobre probetas cúbicas y prismáticas.

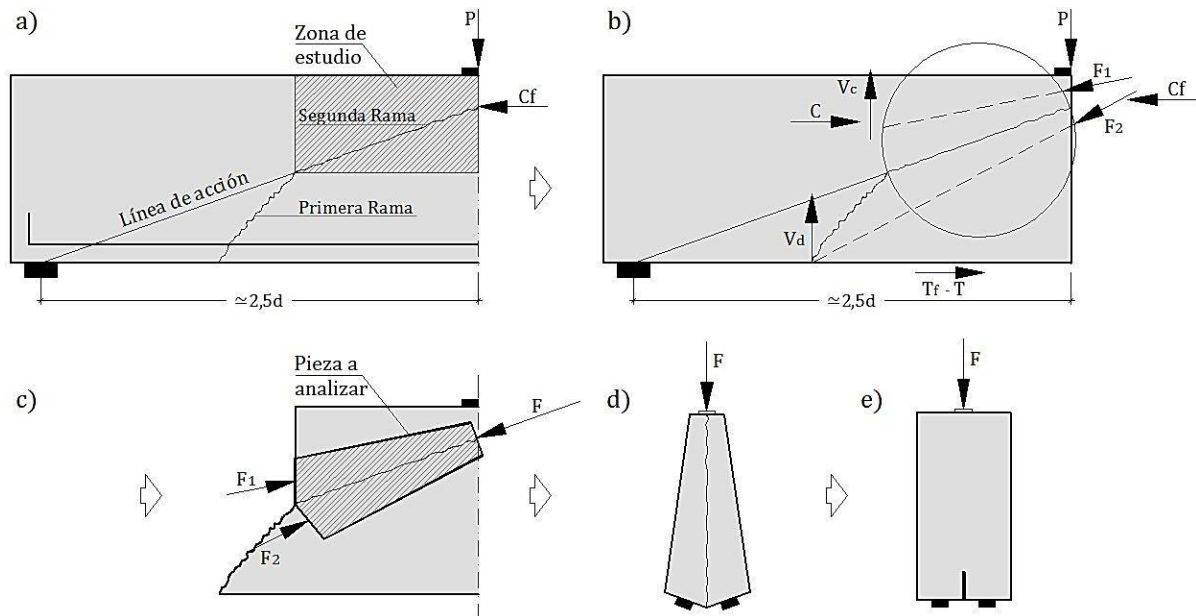


Figura 3.1: Concepción del ensayo adaptado de tracción indirecta, letras explicadas en el texto

Explicación de la Figura 3.1:

- Se parte de una viga sin armadura transversal, bi-apoyada sometida a esfuerzos cortantes considerando una relación luz del cortante-canto útil de aproximadamente  $a/d \approx 2,5$ . En ella se genera una primera rama de fisuración crítica y como consecuencia del final de esta, en la cabeza de compresión de la viga, se genera una segunda fisura crítica, la cual se sitúa en la zona objeto de estudio de esta campaña.
- En la región de la viga donde se produce la separación del hormigón, las fuerzas actuantes  $F_1$  y  $F_2$  representan la resultante de tensiones del hormigón que actúan por encima y por debajo de la segunda rama crítica. Se realiza una aproximación representando un disco circular con sus correspondientes fuerzas, el cual puede ser comparado con una pieza sometida a un ensayo brasileño.
- La delimitación de las líneas tensionales generadas en el hormigón y la longitud de la segunda fisura crítica, dan lugar a la formación de una pieza semi-trapezoidal contenida en el disco circular.
- La pieza semi-trapezoidal a analizar se encuentra doblemente apoyada en su base y en su parte superior se aplica una fuerza  $F$  sobre una banda de reparto de carga.
- Se extrapola la pieza semi-trapezoidal a una probeta prismática de base cuadrada, la cual recibe una carga lineal en su parte superior y que cuenta con apoyos fijos cilíndricos o prismáticos dando lugar a un "splitting test". Por otro lado, a fin de simular la primera rama crítica, las probetas se encuentran entalladas en el eje transversal de la base.

### 3.2. Proceso de fabricación de probetas

El efecto tamaño es estudiado mediante la realización de ensayos a tracción indirecta con probetas de hormigones en masa, cúbicos y prismáticos, con tres resistencias medias ( $f_{cm}$ ) a compresión, 25, 40 y 60 N/mm<sup>2</sup>. Para la elaboración de las piezas se utilizan cinco tamaños de moldes (mm): 100x100x100, 100x100x400, 150x150x150, 150x150x300 y 150x150x600.

Así mismo, en la mezcla se usan dos tamaños máximos de árido “TMA” de 12 mm y 20 mm para las tres resistencias descritas, salvo para la de 25 N/mm<sup>2</sup>, en la que el “TMA” es de 20mm. Por otro lado, a fin de disponer de mayor información, todos los ensayos se realizan sobre dos probetas idénticas.

El número total de especímenes a ensayar es de cincuenta, teniendo la siguiente distribución:

$$N_1 = 2 \text{ resistencias} \times 5 \text{ tamaños de molde} \times 2 \text{ TMA} \times 2 \text{ series idénticas} = 40 \text{ probetas}$$

$$N_2 = 1 \text{ resistencia} \times 5 \text{ tamaños de molde} \times 1 \text{ TMA} \times 2 \text{ series idénticas} = 10 \text{ probetas}$$

Se realizan cinco amasadas distintas, cada una de ellas correspondiente a una resistencia y a un tamaño máximo de árido, y que constan de diez probetas. La denominación de cada probeta es: r-a-m-s, donde r es la resistencia a compresión en N/mm<sup>2</sup> (25, 40 y 60), a<sub>j</sub> es el tamaño máximo del árido en mm (12 y 20), m es el tipo de molde (b x h) en mm (100x100, 100x400, 150x150, 150x300 y 150x600) y S es el número de serie (1 o 2).

- Amasada 1: r=25, a=20, 5 moldes, 2 series
- Amasada 2: r=40, a=12, 5 moldes, 2 series
- Amasada 3: r=40, a=20, 5 moldes, 2 series
- Amasada 4: r=60, a=12, 5 moldes, 2 series
- Amasada 5: r=60, a=20, 5 moldes, 2 series

Adicionalmente, se elaboran doce probetas cilíndricas por cada amasada de 100x200 mm, a fin de realizar ensayos de caracterización del material. La previsión de ensayos es la siguiente: seis ensayos a compresión (tres a veintiocho días y tres a la edad del ensayo), tres ensayos a tracción indirecta a veintiocho días y tres ensayos de módulo de deformación a los veintiocho días. El número total de probetas cilíndricas para caracterización del hormigón es de sesenta.

La fabricación de todas las probetas descritas y sus correspondientes ensayos, se llevan a cabo en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras Luis Agulló (LTE) adscrito al Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA) de la Universitat Politècnica de Catalunya.

#### 3.2.1. Materiales, dosificación y fabricación de probetas

Se utilizan dos tipos de cemento, en referencia a la norma UNE-EN 197-1:2011 [68], en la dosificación del hormigón. Las amasadas 1,2 y 3 contienen Portland (CEM II/ A-L 42,5 R) para los hormigones con resistencias 25 y 40 N/mm<sup>2</sup> respectivamente, mientras que en las amasadas 4 y 5, en la que la resistencia del hormigón es de 60 N/mm<sup>2</sup> contienen Portland (CEM I 52,5 R).

Los áridos, compuestos por arenas y gravas, son de origen calizo y el tamaño máximo de árido es de 12 y 20 mm, como ya se ha comentado. En la elaboración de las amasadas se utiliza un aditivo súper-plastificante, a fin de obtener una consistencia fluida. La descripción de cada una de las cinco dosificaciones puede verse en la Tabla 3.1.

La fabricación de las probetas se lleva a cabo teniendo en cuenta las especificaciones de la norma UNE-EN 12390-2:2009 [69]. El vibrado de los moldes se realiza de forma mecánica mediante la

compactación con mesa vibrante. Parte de las probetas hormigonadas en la amasada 2 se pueden ver en la Figura 3.2

Tabla 3.1: Dosificación de los hormigones

	Tipo / Dosificación				
Material /Amasada	I	II	III	IV	V
Procedencia	LTE	LTE	LTE	LTE	LTE
Tamaño máximo árido (mm)	20	12	20	12	20
Resistencia (N/mm <sup>2</sup> )	25	40	40	60	60
Tipo de cemento <sup>(a)</sup>	CEM II/A-L 42,5-R	CEM II/A-L 42,5-R	CEM II/A-L 42,5-R	CEM I 52,5-R	CEM I 52,5-R
Cantidad de cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	280	315	305	370	360
Agua (Kg/m <sup>3</sup> )	168	176	170	185	180
Relación a/c	0,6	0,56	0,56	0,50	0,50
Arena 0-5mm (Kg/m <sup>3</sup> )	850	945	835	920	810
Gravilla 5-12mm (Kg/m <sup>3</sup> )	250	940	245	915	240
Grava 12-20mm (Kg/m <sup>3</sup> )	850	0	835	0	210
Súper-plastificante <sup>(b)</sup> (ml)	170	400,5	320	320	400
Densidad del Hormigón (Kg/m <sup>3</sup> )	2413	2350	2350	2300	2400

a) Designación de acuerdo a la norma UNE-EN 197-1:2011 [68]

b) El producto comercial se corresponde a MasterGlenium UG 1425 de la casa BASF.



Figura 3.2: Elaboración de probetas de la amasada nº 2

Las probetas se desmoldan pasadas 24 horas de su fabricación, son identificadas y puestas a continuación en cámara húmeda con una temperatura de 20 °C y una humedad relativa mayor o igual al 95%, a la espera de los correspondientes ensayos.

En la Figura 3.3 se puede apreciar la ubicación de algunas probetas, elaboradas y desmoldadas, ubicadas en el cuarto húmedo.



Figura 3.3: Especímenes en cámara húmeda

### 3.3. Configuración del ensayo

#### 3.3.1. Tarea preliminar

Con el objeto de simular la formación de la primera fisura crítica en una viga sometida a esfuerzo cortante, en el centro de las probetas se realizó una entalla de algunos centímetros a fin de provocar la aparición de la primera fisura en este punto.

Para realizar la determinación de la profundidad de entalla se tomó como referencia la modelación numérica realizada en el TFM titulado “Estudio numérico del efecto tamaño en la cabeza de compresión de vigas esbeltas de hormigón sin refuerzo transversal mediante el método de los elementos finitos” (C. Vargas) [70], mediante la teoría de fisura cohesiva de Hillerborg, por la que según el modelo, indica que para la probeta cúbica de 100 mm de altura, la fisura comienza a generarse a partir de los 30 mm (Ver Figura 3.4), de la misma forma para la probeta cúbica de 150 mm de altura según el modelo, la fisura aparece a los 45 mm.

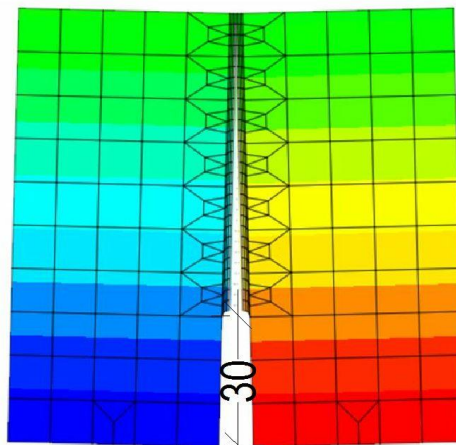


Figura 3.4: Determinación de entalla probeta cúbica 100 mm [70]

Por otro lado, las probetas prismáticas con mayor canto (300, 400 y 600 mm) presentaron un comportamiento distinto, esto debido a que la generación de la primera fisura, según el modelado numérico en mención, empieza a producirse por encima de la mitad de la altura de las piezas.

De lo anterior se dedujo que la entalla únicamente tenía influencia sobre las probetas pequeñas, por ello se tomó la decisión de mantener la misma profundidad de entalla para las piezas con base  $b_1 = 100$  mm y  $b_2 = 150$  mm, es decir, para las probetas cúbicas de 100 mm y para las probetas prismáticas de 400 mm de altura, la profundidad de entalla es de 30 mm; mientras que

en las probetas cúbicas de 150 mm y prismáticas de 300 y 600 mm de altura, la profundidad de entalla es de 45mm (Ver Figura 3.5).

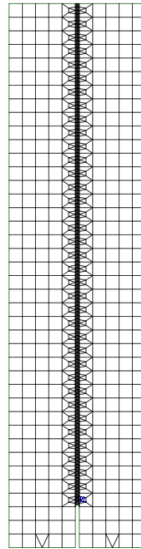


Figura 3.5: Entalla de 45 mm en probeta prismática 100x100x400 mm

En la Tabla 3.2 recoge las medidas correspondientes a las entallas realizadas en los cinco tipos de especímenes.

Tabla 3.2: Profundidad de entalla en probetas

Medidas Probeta	Profundidad	Ancho
100x100x100	30 mm	2 mm
100x100x400	30 mm	2 mm
150x150x150	45 mm	2 mm
150x150x300	45 mm	2 mm
150x150x600	45 mm	2 mm

Una vez determinada la profundidad del corte y previamente a la realización de los ensayos, todas las probetas fueron entalladas manualmente con la ayuda de un disco de sierra vertical, para las probetas menores a 150 mm de altura y con la ayuda de un disco de sierra horizontal de una fresadora para el resto de probetas prismáticas. La Figura 3.6 recoge parte del proceso de entallado de las piezas.



Figura 3.6: Proceso de entallado de probetas



### 3.3.2. Condiciones de Contorno

#### a) Apoyos

Inicialmente se pretendía utilizar apoyos situados a una separación de  $S=b/2$ , es decir  $S_1=100/2= 50$  mm y  $S_2=150/2= 75$  mm. No obstante, la separación mínima de los apoyos disponibles en un primer momento en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras era de  $S=55$  mm, por ello en primera instancia se planteó la posibilidad incrementar la separación de apoyos en función de la altura de los especímenes, es decir manteniendo el mismo ángulo de  $22,6^\circ$ , tal como muestra la Figura 3.7.

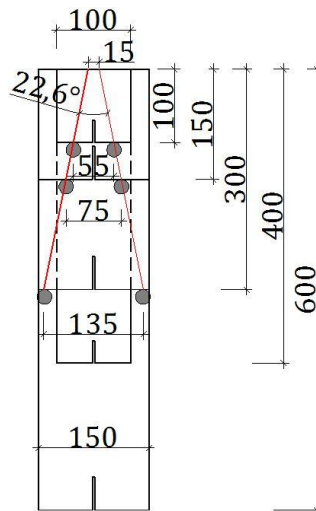


Figura 3.7: Separación de apoyos inicial

Se observa que con una separación  $S_1= 55$  mm y con el ángulo en mención se obtiene la separación  $S_2=75$  mm y  $S_3= 135$  mm. Sin embargo para las probetas de 400 mm y 600 mm de altura, no es aplicable la conservación del ángulo puesto que, en ambos casos los apoyos quedarían por fuera de la base de las piezas. Por otro lado, teniendo en cuenta que las probetas de 300 mm tienen una base de 150 mm, la separación de 135 mm parece ser excesiva, habiendo la posibilidad que se produzca el desprendimiento de la zona de “recubrimiento”.

Considerando lo expuesto anteriormente, se fijó la separación de apoyos en función de la base de las probetas, es decir, a las probetas con base  $b_1=100$  mm les correspondió una separación  $S_1= 55$  mm, y la separación para las probetas con base  $b_2=150$  mm fue de  $S_2=75$  mm. Por lo tanto la separación de apoyos se mantuvo constante a pesar del incremento de altura de las piezas.

Por otro lado, en los ensayos de menor tamaño, es decir en los especímenes de 100 mm y 150 mm de altura, se utilizaron barras cilíndricas a modo de apoyos, obteniendo un comportamiento satisfactorio de las piezas a lo largo del ensayo. No obstante, el uso de apoyos cilíndricos en los ensayos de probetas de mayor altura (300, 400 y 600 mm) provocó que estas fallaran poco después de haber alcanzado la carga última, por ende su comportamiento no fue satisfactorio.

Por ello y a fin de estabilizar los ensayos en probetas de mayor altura, se cambió el tipo de apoyos, pasando a tener barras prismáticas fijas en sustitución de las barras cilíndricas antes mencionadas. Con ello se consiguió mejorar el comportamiento de las piezas y con ello la evolución de los ensayos. En la Figura 3.8, se puede apreciar la disposición definitiva de apoyos.

#### b) Banda de reparto de carga

Las probetas fueron cargadas mediante una banda de apoyo de fibras prensadas de madera, de dimensiones ancho  $b_0= 30$  mm, espesor  $t=3,6$  mm y una longitud superior a la línea de contacto de la probeta.

La anchura de la banda de carga fue única para todas las probetas ( $b_0 = 30$  mm), por lo que da lugar a dos valores del parámetro  $b_0/b = 0,30$  y  $0,20$  respectivamente para  $b_1 = 100$  mm y  $b_2 = 150$  mm.



Figura 3.8: Apoyos con barras cilíndricas (Izquierda), apoyos con barras prismáticas (derecha)

### 3.4. Equipo de ensayo e instrumentación

Los ensayos se llevaron a cabo mediante una prensa servohidráulica axial con bastidor de cuatro columnas y actuador de  $\pm 1000$  KN de capacidad de carga dinámica (modelo 8505 de INSTRON, Ver Figura 3.9). La fuerza aplicada se mide mediante una célula de carga de 0 a 1000 KN de rango de lectura (carga dinámica) y de 0 a 2000 KN (carga estática). El sistema de control incluye dos canales de adquisición de datos y control de ensayo.



Figura 3.9: Prensa servohidráulica INSTRON 8505

En cuanto a la instrumentación utilizada, es importante indicar que dada la necesidad de conocer con precisión las deformaciones y desplazamientos longitudinales, conviene disponer de medidas redundantes o complementaria dadas además, las incertidumbres y heterogeneidad del hormigón.

Por ello, a lo largo de la campaña experimental, para la correcta medición de desplazamientos horizontales, desplazamientos verticales y anchos de fisura se utilizaron diversos transductores de desplazamiento tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer) y un transductor de deformación (extensómetro tipo clip). El rango de lectura de los LVDT's es de 1,5 mm y 5 mm, mientras que el extensómetro tiene un rango de 6 mm. En la Figura 3.10 se puede apreciar el instrumental de medición utilizado.

Para la correcta colocación de los LVDT's se utilizaron diversas piezas metálicas de sujeción, las cuales fueron fijadas a las probetas. Por otra parte, para la sujeción del extensómetro se usaron dos cuchillas metálicas.

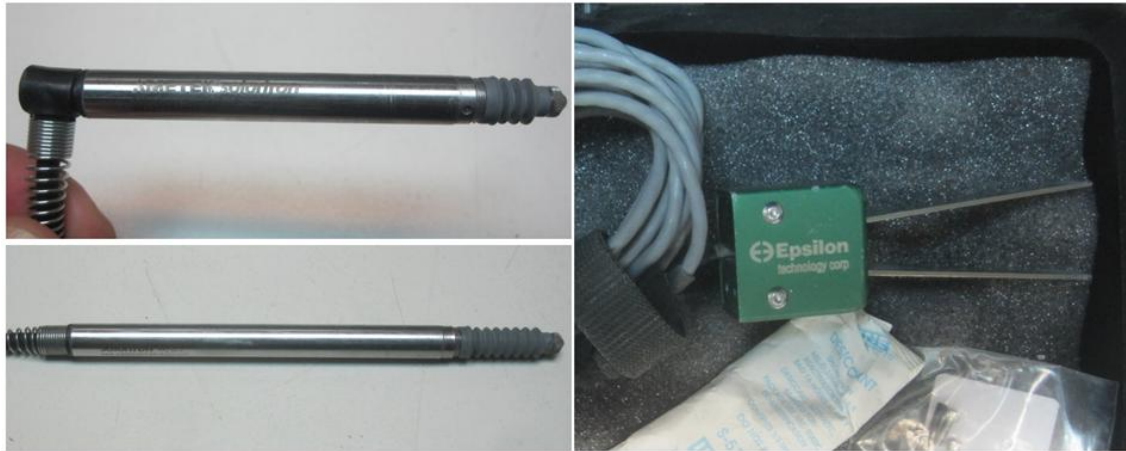


Figura 3.10: Instrumental de medición. LVDT  $r= 1,5$  mm arriba izquierda, LVDT  $r= 5$  mm abajo izquierda, Extensómetro  $r=6$  mm derecha

Es importante destacar que el extensómetro fue utilizado en todos los ensayos, sin embargo el número de LVDT's variaba en función del tamaño de las piezas. A continuación se resume el instrumental utilizado en función de la variación de alturas de las probetas.

#### a) Probeta 100x100x100 mm

Debido al tamaño reducido de estas probetas, en la cara frontal únicamente se pudieron colocar dos dispositivos de medición, un extensómetro situado en la parte superior de la entalla y un LVDT con rango 1,5 mm, correspondiente al canal 2 (Channel 2) de la adquisición de datos, ubicado en la parte superior de la probeta.

Respecto a la cara posterior, fueron colocados tres transductores con rango 1,5 mm, dos LVDT's horizontales, uno de ellos situado en la parte superior de la entalla (LVDT), el segundo transductor ubicado en la parte superior de la probeta (Channel 1), y un LVDT vertical, ubicado en uno de los laterales de la pieza (Channel 3). Tal como puede apreciarse en la Figura 3.11.

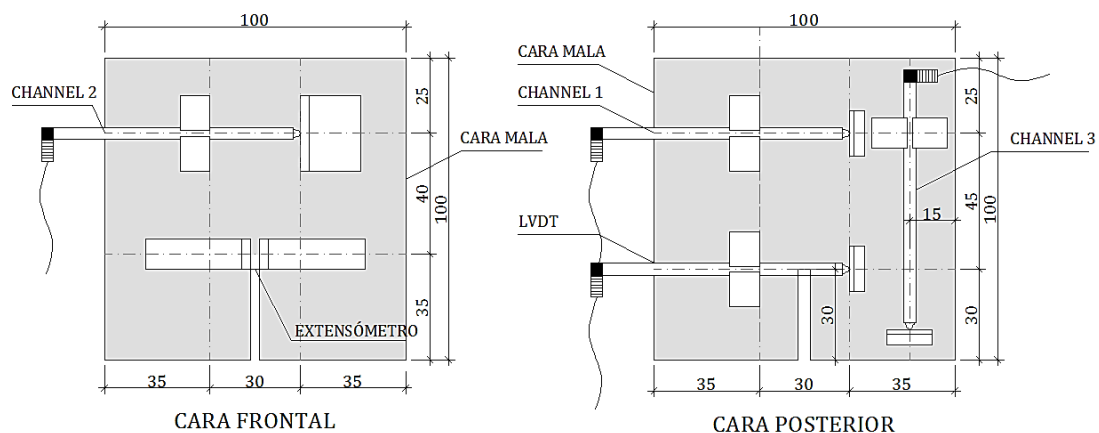


Figura 3.11: Instrumentación probeta cúbica de 100 mm

#### b) Probeta 150x150x150 mm

El ligero incremento de tamaño permitió añadir un LVDT respecto a los cubos de 100 mm. Así, en la cara frontal se colocaron dos LVDT's con rango 1,5 mm, uno situado en posición horizontal en la parte superior de la probeta (Channel 2) y uno situado en posición vertical en uno de los



laterales de la probeta (Channel 3). Un extensómetro fue colocado en la parte superior de la entalla.

La instrumentación de la cara posterior es similar a la utilizada en los cubos de 100 mm, constando de tres LVDT's con rango 1,5 mm, dos situados horizontalmente en la parte superior e inferior de la pieza y uno colocado en de forma vertical en uno de los laterales (ver Figura 3.12).

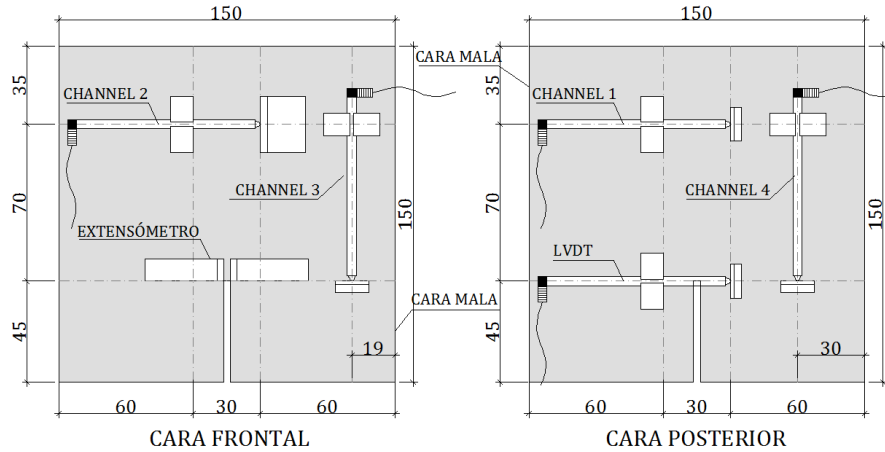


Figura 3.12: Instrumentación probeta cúbica de 150 mm

### c) Probeta 100x100x400 mm

Debido al incremento de altura fue necesario aumentar el número de dispositivos de instrumentación, por lo tanto, en la cara frontal se colocaron dos transductores con rango 1,5 mm en la parte media y baja de la probeta, correspondientes a LVDT1 y LVDT3 (adquisición de datos), en la parte superior de esta cara se colocó un extensómetro.

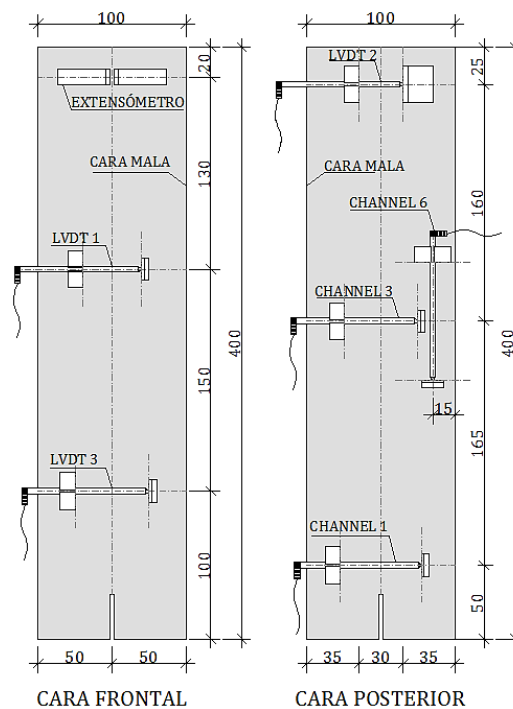


Figura 3.13: Instrumentación probeta prismática de 100 x 400 mm

En cuanto a la cara posterior, se colocaron tres transductores con rango 1,5 mm, en la parte superior (LVDT2), media (Channel 3) e inferior (Channel 1) de la probeta respectivamente. Para el desplazamiento vertical se situó un LVDT con rango 5 mm (Channel 6) en un lateral de la pieza, tal como se puede apreciar en la Figura 3.13.

d) Probeta 150x150x300 mm

La configuración de los dispositivos de instrumentación para este tipo de probetas, fue idéntica al utilizado en la probeta prismática de 100 x 400 mm. Es decir, en la cara frontal se colocaron dos transductores horizontales (LVDT 1 y LVDT 3) y un extensómetro en la parte superior. En la cara posterior, se colocaron tres transductores horizontales con rango 1,5 mm (LVDT 2, Channel 1 y Channel 3), y un LVDT vertical con rango 5 mm (Channel 6), tal como se aprecia en la Figura 3.14.

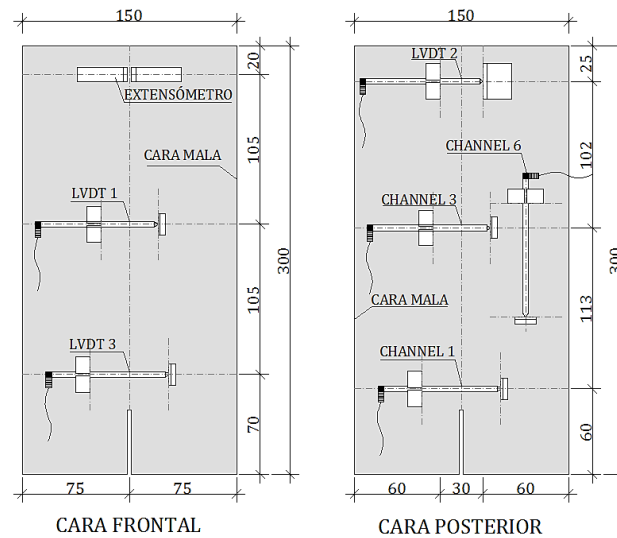


Figura 3.14: Instrumentación probeta prismática de 150 x 300 mm

e) Probeta 150x150x600 mm

Al igual que en el caso anterior, la configuración de la instrumentación es similar al del apartado c, es decir, en la cara frontal se situaron dos transductores horizontales con rango 1,5 mm (LVDT 1 y LVDT 3) y un extensómetro, ubicado en la parte superior de la pieza. En la cara posterior, se situaron tres transductores horizontales con rango 1,5 mm (LVDT 2, Channel 1 y Channel 3), y un LVDT vertical con rango 5 mm (Channel 6), tal como se observa en la Figura 3.15.

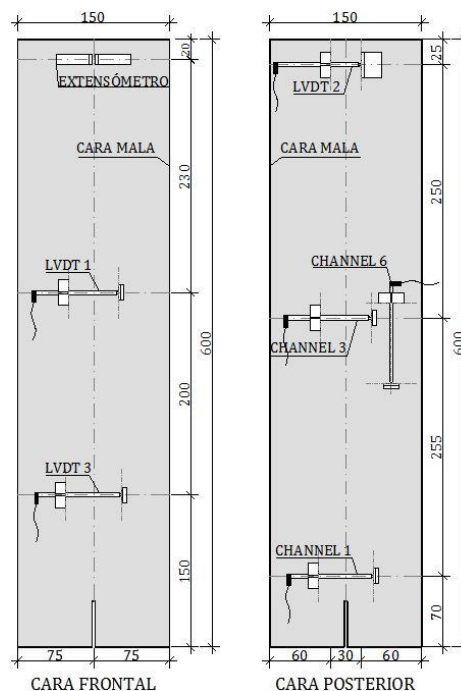
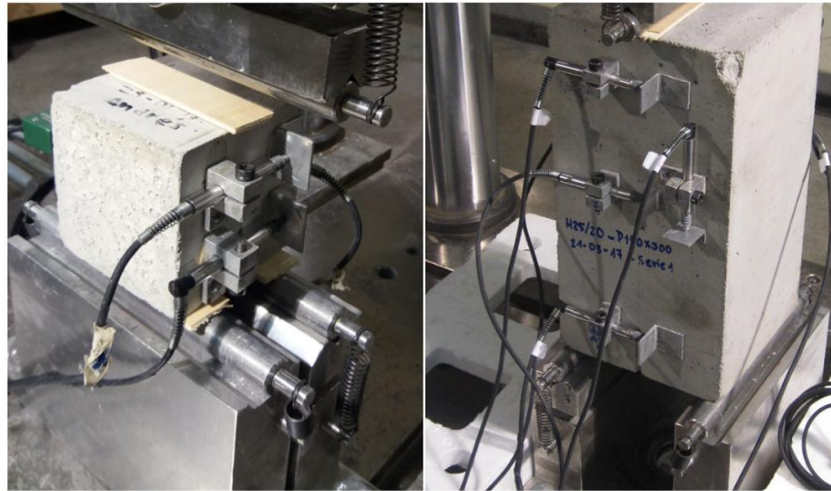


Figura 3.15: Instrumentación probeta prismática de 150 x 600 mm

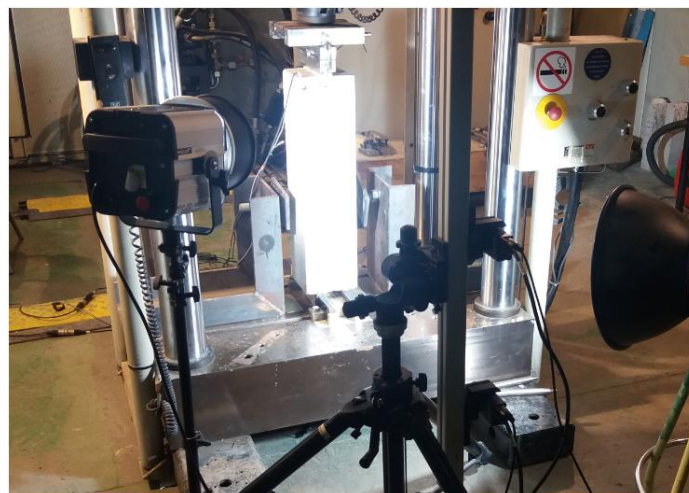
La configuración general del ensayo puede observarse en la Figura 3.16, en la cual se aprecia la disposición de los dispositivos de medición utilizados tanto en probetas cúbicas de 100 mm, como en probetas prismáticas de 150 x 300 mm.



*Figura 3.16: Disposición Instrumentación probeta cúbica 100 mm (Izquierda), probeta prismática 150 x 300 mm (Derecha)*

Por otro lado, se llevaron a cabo seis ensayos en los que no fue colocada instrumentación alguna en la cara posterior de las probetas, esto debido a la implementación de la técnica de Correlación de Imágenes Digitales (Digital Image Correlation – DIC), el cual es un sistema óptico que sirve para el tratamiento y pos-proceso de datos de ensayos estructurales.

Para los ensayos realizados en probetas de hasta 300 mm de altura se utilizó una cámara de alta frecuencia, mientras que en las probetas de 600 mm de altura fue necesario el uso de dos cámaras de alta frecuencia conectadas a la vez (Ver Figura 3.17). Dichas cámaras capturaban el comportamiento de la cara no instrumentada durante el intervalo de tiempo que duraba el ensayo general.



*Figura 3.17: Uso de Digital Image Correlation en ensayo de probeta H-40/20 Prisma 100x400 mm*

Por último, se considera necesario indicar que para la mayoría de ensayos únicamente se optó por colocar un LVDT que midiera el desplazamiento vertical, debido a que las lecturas obtenidas en los ensayos iniciales ofrecían mediciones extremadamente pequeñas, no superando en la mayoría de los casos las 15 micras (0,0015 mm) de desplazamiento. De la misma forma, por este motivo tampoco se colocaron dispositivos de medición en las caras laterales de las probetas, ya que la variación de desplazamientos verticales u horizontales, en esa ubicación, ofrecían lecturas muy bajas.

### 3.5. Control del ensayo

Una vez conocidas las características de la máquina de ensayo y de la instrumentación colocada, es necesario definir el control del ensayo. Lo cual equivale a escoger que variables servirán para determinar la velocidad de movimiento del actuador.

A priori, existen varias maneras de controlar un ensayo: por carga, por deformación axial, por deformación lateral, o por combinación de estas variables. Sin embargo, al tratarse de un procedimiento experimental, en un principio se desconocía los patrones de carga necesarios que permitiesen controlar el ensayo de una manera adecuada.

Por ello, se realizaron ensayos de calibración para probetas cúbicas de 100 mm con hormigón H-25/20, utilizando un control por carga inicial hasta alcanzar los 12 KN (considerando que era el valor medio de la resistencia a compresión media para un  $f_{ck} = 25$  MPa) para posteriormente pasar a un control por desplazamiento vertical del actuador, con una secuencia de velocidades de  $\delta = 0,095$  y  $\delta = 0,005$  mm/min. No obstante, el nivel de control no fue satisfactorio, dado que se producía una rotura muy frágil y súbita del hormigón.

El control inadecuado durante el ensayo no permitía que la fisura se propague adecuadamente en la cara frontal y posterior de la probeta, en este sentido, tampoco se lograba captar la rama de pos-pico del hormigón. En síntesis, se puede decir que los ensayos de calibración iniciales mostraron que era necesario controlar la deformación longitudinal y con ello la apertura de fisura. Como ejemplo de ensayos de calibración iniciales, se muestra la Figura 3.18, en ella se puede observar que el ensayo concluyó poco después de haber sido alcanzada la carga máxima, en la que la probeta se partía en dos, sin producirse una rama de bajada alguna.

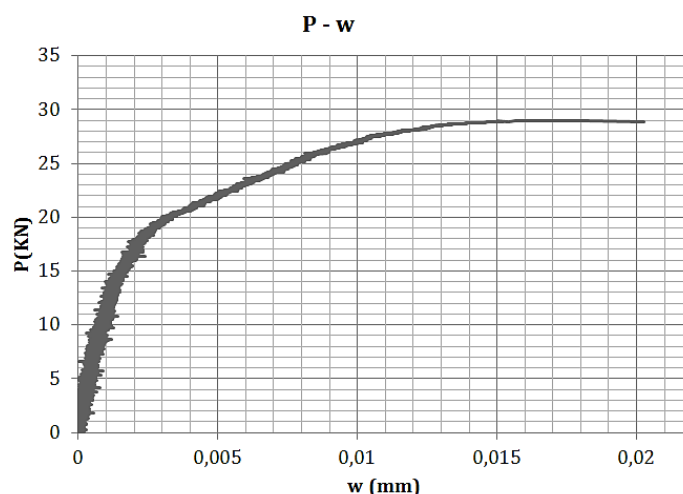


Figura 3.18: Ejemplo de gráfica de ensayo de calibración H-25/20 Cubo 100 mm

#### 3.5.1. Control de ensayo en probetas cúbicas

Al igual que en otros ensayos de mecánica de fractura, la deformación más crítica del espécimen es la apertura de fisura, es por ello que para las probetas cúbicas de 100 mm y 150 mm, la única variable de control del ensayo que se utilizó fue dicha apertura ( $w$ ), obtenida a partir la lectura del extensómetro situado en la parte superior de la entalla.

Al usar esta deformación como variable de control en un sistema de lazo cerrado, se puede obtener un comportamiento pos-fisuración estable [71]. Así mismo se reducen los efectos debido a la rotura frágil que ocurre bajo control de carga y desplazamiento, especialmente en hormigón en masa, como es el caso objeto de estudio.

La carga, la apertura de fisura (Crack Mouth Opening Displacement – CMOD) y las mediciones de los transductores de desplazamiento (LVDT) fueron monitorizadas electrónicamente,

registrando todas las lecturas a través de una unidad de adquisición de datos del sistema de ensayo. En este caso concretamente, se usó un canal como unidad de control y de cuatro a cinco canales de medición.

Al ser la apertura de fisura la única variable a considerar, esta adquiere el 100% el control del ensayo y a la hora de programar el mismo, la compensación interaxial de feedback puede representarse mediante la siguiente expresión:

$$fb_{cub100_150} = -1 \cdot CMOD \quad (3.1)$$

Una vez establecida la variable de control para probetas cúbicas de 100 mm de lado, era necesario asegurar una propagación de fisura adecuada, para ello en primer lugar se aplicó un bloque inicial de carga de compresión que variaba de 0 a 15 KN durante diez minutos, posteriormente y una vez que la apertura de fisura pasaba a controlar el ensayo, se establecieron una sucesión de bloques en los que la velocidad de desplazamiento de la célula de carga se incrementaba en función del aumento del ancho de fisura medido por el extensómetro.

En el caso de hormigones con resistencia H25/20, la evolución de la velocidad del actuador constaba de diez bloques y se fijó de 1  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 25  $\mu\text{m}/\text{min}$ . La velocidad de ensayo en hormigones con resistencia H40/12 se fijó de 1  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 40  $\mu\text{m}/\text{min}$ , velocidad similar a la utilizada para probetas con resistencia H40/20.

Las probetas con resistencia H60/12, tuvieron una velocidad comprendida entre 1  $\mu\text{m}/\text{min}$  y de 35 a 40  $\mu\text{m}/\text{min}$  tendiendo, un total de doce bloques. Situación similar se produce para los hormigones con resistencia H60/20 en los que el rango de velocidades se sitúa entre 1  $\mu\text{m}/\text{min}$  y de 35 a 42  $\mu\text{m}/\text{min}$ . En la Tabla 3.3 se pueden observar los parámetros de carga y velocidad establecidos este tipo de probetas.

Tabla 3.3: Parámetros control de ensayo probetas 100x100x100mm

PROBETAS 100x100x100 mm										
Resistencia	H25/20		H40/12		H40/20		H60/12		H60/20	
Bloque	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
B1	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold
B2 (KN)	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-15
B3 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1
B4 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	2	2	2	2	5	5	3	3	3	3
B5 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	3	3	3	3	10	10	5	5	5	5
B6 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	5	5	5	5	15	15	10	10	10	10
B7 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	10	10	10	10	15	15	15	15	15	20
B8 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	15	15	15	15	20	20	20	20	20	30
B9 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	20	20	20	20	25	25	25	30	25	35
B10 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	25	25	25	25	30	30	30	35	30	38
B11 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	-	30	30	40	40	35	38	35	40
B12 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	-	40	40	-	-	-	40	-	42

Por lo que respecta a las probetas cúbicas de 150 mm de lado, se manifiesta que el control del ensayo fue similar al realizado en las de menor tamaño, es decir mediante apertura de fisura. Se aplicó inicialmente un bloque de carga de compresión que pasaba de 0 a 15 KN en diez minutos en todos los especímenes, para posteriormente, pasar a control por deformación longitudinal, en este caso la indicada por el extensómetro. En cuanto a la velocidad adquirida por el actuador se vio incrementada respecto al caso anterior en todos los ensayos. De igual forma se aumentó el número de bloques, pasando a trece.



Así para probetas con resistencia H25/20, se fijaron velocidades de 1  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 35 y 40  $\mu\text{m}/\text{min}$ . La velocidad para los especímenes con resistencia H40/12 se estableció de 1  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 50 y 50  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Los hormigones con resistencia H40/20, H60/12 y H60/20, tuvieron velocidades similares a las fijadas para los hormigones H40/12, es decir de 1  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 50 y 55  $\mu\text{m}/\text{min}$ . En la Tabla 3.4 se pueden observar los parámetros de carga y velocidad establecidos este tipo de probetas.

Tabla 3.4: Parámetros control de ensayo probetas 150x150x150mm

PROBETAS 150x150x150 mm										
Resistencia	H25/20		H40/12		H40/20		H60/12		H60/20	
Bloque	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
B1	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold
B2 (KN)	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-15
B3 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	1	1	1	1	1	1	1	1	2	1
B4 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	2	3	3	3	2	3	3	3	5	3
B5 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	3	5	5	5	5	5	5	5	10	5
B6 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	5	10	10	10	10	10	10	10	15	10
B7 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	10	20	20	20	15	20	20	20	20	20
B8 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	15	30	30	30	20	30	30	30	25	30
B9 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	20	35	35	40	25	40	40	40	30	40
B10 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	25	38	38	45	30	45	45	45	40	45
B11 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	30	40	40	48	40	48	48	48	45	50
B12 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	35	43	45	50	45	50	50	50	50	53
B13 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	35	45	50	53	50	55	53	53	-	55

Tal como se ha comentado anteriormente, las probetas cúbicas de 100 mm y 150 mm de lado, comparten el mismo sistema de control de ensayo, es decir mediante la apertura de fisura generada en la parte superior de la entalla. En la Figura 3.19 se puede observar parte del proceso de propagación de la fisura, en el caso de una probeta cúbica de 150 mm durante un ensayo.

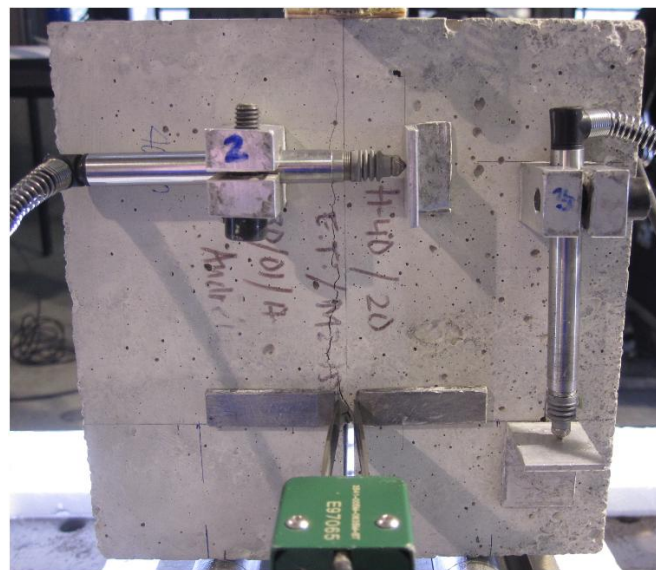


Figura 3.19: Apertura de fisura en probeta H40/20, 150x150x150 mm, Serie 1

### 3.5.2. Control de ensayo en probetas prismáticas

Al igual que en el apartado anterior, se llevaron a cabo ensayos preliminares de calibración para este tipo de probetas, así en un principio se partió del mismo fundamento usado para el control en probetas cúbicas, es decir mediante un único dispositivo (extensómetro) capaz de medir la deformación longitudinal de la probeta y a su vez la apertura de fisura producida en la parte superior de la entalla.

No obstante, las probetas prismáticas mostraron un comportamiento completamente distinto al observado en las piezas más pequeñas, concretamente la generación de las primeras fisuras no se producían en la parte superior de la entalla sino en la cabeza de los especímenes y a medida que avanzaba el ensayo estas se dirigían hacia la parte inferior de las piezas hasta conectar con la parte superior en la mayoría de los casos (Ver Figura 3.20).



*Figura 3.20: Propagación de fisura desde cabeza de probeta H60/12, 100x100x400 mm, Serie1*

Por otro lado, uno de los inconvenientes encontrados a la hora de controlar el ensayo radicaba en el hecho que la propagación de las primeras fisuras no se producía a la vez en la cara frontal y posterior de las piezas. Ello mostró que tener a priori el control de ambas caras era un requisito básico para poder permitir la correcta evolución del ensayo.

A fin de controlar ambas caras se optó por añadir una segunda variable de control a través de un transductor de desplazamiento LVDT 1. De esta manera se situaba el extensómetro en la parte superior de una de las caras y en la misma posición en el lado opuesto el LVDT 1. Sin embargo, dada la mayor altura de las probetas, al cabo de cierto tiempo de empezar los ensayos se perdía el control y las piezas rompían de forma abrupta.

De lo anterior se dedujo la necesidad de controlar el ensayo por ambas caras y a lo largo de la probeta, para ello era necesario aumentar el número de dispositivos de control de apertura de fisura. Sin embargo, el sistema de control de ensayo de la prensa INSTRON 8505 únicamente contaba con dos canales de adquisición de datos para llevar a cabo el control, por lo que fue necesario realizar los ajustes necesarios en un sistema de control externo (INSTRON 8803), a fin de aumentar en dos el número de dispositivos de control.

Finalmente, los dispositivos que se utilizaron para controlar los ensayos en probetas prismáticas se basaron en tres transductores de desplazamiento (LVDT1, LVDT, LVDT 3) y un extensómetro (CMOD). Se obtuvieron resultados satisfactorios colocando el extensómetro más dos LVDT's en la cara posterior distribuidos a lo largo de las piezas y solo un LVDT ubicado en la parte superior de la cara posterior.

En el caso particular de probetas prismáticas de 150 x 150 x 300 mm, el hecho de aumentar el número de dispositivos de control, hacían necesario modificar la compensación interaxial de feedback a la hora de programar el ensayo, es decir, repartir el peso representativo de cada elemento de control, concretamente en el caso de estas piezas se puede representar mediante la siguiente expresión.

$$fb_{p150x300} = -0,15 \cdot CMOD - 0,25 \cdot LVDT1 - 0,15 \cdot LVDT3 - 0,45 \cdot LVDT3 \quad (3.2)$$

Para observar la ubicación de los dispositivos es necesario remitirse a la Figura 3.14, del apartado 3.4 Equipo de ensayo e instrumentación, del presente trabajo.

Al igual que en probetas cubicas, al comienzo de cada ensayo se aplicó una carga inicial de 0 a 50 KN en todos los casos, para piezas prismáticas de 150 x 300mm. El número de bloques aumentó a dieciséis, es decir tres más respecto a las probetas más pequeñas. Así para especímenes con resistencia H25/20 se fijó la velocidad de desplazamiento del actuador de 10  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 175  $\mu\text{m}/\text{min}$ , considerando que el aumento de la velocidad iba en función de la propagación y apertura de fisura en ambas caras de la pieza.

En los hormigones con resistencia H40/12 se fijaron velocidades de 15  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 250  $\mu\text{m}/\text{min}$  en ambas series, mientras que para probetas con resistencia H40/20 se modificó la velocidad iniciando en 10 y 15  $\mu\text{m}/\text{min}$ , llegando a los 150 y 250  $\mu\text{m}/\text{min}$ . En las probetas con resistencia 60/12 se aplicó una velocidad inicial de 15  $\mu\text{m}/\text{min}$  hasta alcanzar los 200  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Finalmente los hormigones con resistencia H60/20 tuvieron velocidades comprendidas entre 15  $\mu\text{m}/\text{min}$  y 300  $\mu\text{m}/\text{min}$ . En la Tabla 3.5 puede observarse los parámetros de control de ensayo para este tipo de probetas.

Tabla 3.5: Parámetros control de ensayo probetas 150x150x300mm

PROBETAS 150x150x300 mm										
Resistencia	H25/20		H40/12		H40/20		H60/12		H60/20	
Bloque	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
B1	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold
B2 (KN)	-50	-50	-50	-50	-50	-50	-50	-50	-50	-50
B3 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	10	10	15	15	10	15	15	15	20	15
B4 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	20	20	30	30	20	30	20	20	30	30
B5 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	30	30	45	45	30	45	30	30	40	45
B6 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	40	40	60	60	40	60	40	40	50	60
B7 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	50	50	75	75	50	75	50	50	60	75
B8 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	70	70	80	80	70	80	60	60	70	80
B9 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	75	75	90	90	75	90	65	65	75	90
B10 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	80	80	95	95	80	100	70	70	80	100
B11 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	85	85	100	100	85	125	80	80	85	125
B12 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	90	90	125	125	90	150	90	90	90	150
B13 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	100	100	150	150	95	175	100	100	95	175
B14 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	125	125	175	175	100	200	150	150	100	200
B15 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	150	150	200	200	135	250	175	175	150	250
B16 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	175	175	250	250	150	-	200	200	175	300

Por lo que respecta al ensayo de probetas prismáticas de 100 x 100 x 400 mm, también fue necesario modificar la configuración del ensayo en lo referente a la compensación interaxial de feedback, puesto que al mantenerse la expresión de la ecuación 3.2, el comportamiento durante



el ensayo de estas probetas no era satisfactorio. Por ello se modificaron los porcentajes de cada dispositivo de control, quedando así la siguiente función de feedback:

$$f_{b_{p100 \times 400}} = -0,25 \cdot CMOD - 0,40 \cdot LVDT1 - 0,25 \cdot LVDT3 - 0,10 \cdot LVDT3 \quad (3.3)$$

Para este tipo de probetas se aplicó una carga inicial de 0 a 25 y 40 KN, esta variación se debe principalmente a que algunas piezas que se utilizaron para la calibración del ensayo pasaron a considerarse como satisfactorias. Por lo que se refiere a la velocidad de desplazamiento del actuador, en probetas con resistencia H25/20 se estableció para que vaya de 10  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 150  $\mu\text{m}/\text{min}$ , sin embargo la probeta falló cuando se alcanzó el bloque nº 10, adicionalmente se indica que el ensayo únicamente se pudo realizar sobre la serie 2, dado que la probeta de la serie 1 falló en los ensayos preliminares no obteniendo resultados adecuados.

Para hormigones con resistencia H40/12 se fijaron velocidades comprendidas entre 2  $\mu\text{m}/\text{min}$  en la serie 1 y 10  $\mu\text{m}/\text{min}$  en la serie 2 y de 300 a 350  $\mu\text{m}/\text{min}$  respectivamente. Mientras que para probetas con resistencia H40/20 la velocidad se fijó de 10  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 150  $\mu\text{m}/\text{min}$ , a pesar que la serie 2 falló en el bloque 10 correspondiente a una velocidad de 70  $\mu\text{m}/\text{min}$ .

Las probetas con resistencia H60/12, fueron ensayadas bajo los mismos patrones de velocidad que en hormigones H40/20, es decir de 10  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 150  $\mu\text{m}/\text{min}$ , excepto en la serie 2 que al alcanzar el bloque nº 14, la probeta falló. Por último, en piezas con resistencia H60/20 se aplicó una velocidad comprendida entre 10  $\mu\text{m}/\text{min}$  y 175  $\mu\text{m}/\text{min}$ , salvo en la serie 2, en la que al llegar a una velocidad de 75  $\mu\text{m}/\text{min}$ , la pieza rompió. En la Tabla 3.6 pueden observarse las cargas y velocidades establecidas para el control del ensayo.

Tabla 3.6: Parámetros control de ensayo probetas 100x100x400mm

PROBETAS 100x100x400 mm										
Resistencia	H25/20		H40/12		H40/20		H60/12		H60/20	
Bloque	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
B1	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold
B2 (KN)	-	-30	-25	-40	-30	-35	-35	-35	-35	-35
B3 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	10	2	10	10	10	10	10	10	10
B4 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	20	5	20	20	20	20	20	20	20
B5 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	30	10	40	30	30	30	30	30	30
B6 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	40	30	50	40	40	40	40	40	40
B7 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	50	50	60	50	50	50	50	50	50
B8 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	60	70	70	60	60	60	60	60	60
B9 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	65	80	80	65	65	65	65	65	65
B10 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	70	85	85	70	70	70	70	70	70
B11 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	75	88	88	75	75	75	75	75	75
B12 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	80	90	90	80	80	80	80	80	80
B13 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	85	95	95	90	90	85	85	85	85
B14 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	90	100	100	95	95	88	88	90	90
B15 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	95	200	200	100	100	90	90	100	100
B16 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	100	300	300	125	125	100	100	150	150
B17( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	-	150	350	-	150	150	150	150	175	175

Por último, en cuanto al ensayo en las probetas de mayor altura, 150x150x600, al igual que en las piezas prismáticas anteriores, una de las primeras tareas para favorecer a la evolución del ensayo consistía en modificar la configuración del ensayo variando la compensación interaxial

de feedback, en este caso la distribución de porcentajes de los dispositivos de control puede representarse mediante la siguiente expresión:

$$f_{b_{150 \times 600}} = -0,25 \cdot CMOD - 0,35 \cdot LVDT1 - 0,25 \cdot LVDT3 - 0,15 \cdot LVDT3 \quad (3.4)$$

La carga para este tipo de probetas, al igual que en las piezas prismáticas de 150 x 300mm, se fijó para que se aplique en un rango de 0 a 50 KN. En cuanto a la velocidad de desplazamiento del actuador, para elementos con resistencia H25/20 fue de 10  $\mu\text{m}/\text{min}$  a 165  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Por otro lado, a las resistencias H40/12 y H40/20 se aplicaron velocidades similares comprendidas entre 10  $\mu\text{m}/\text{min}$  y 175  $\mu\text{m}/\text{min}$ , salvo en la serie 2 de la resistencia H40/20, en la que la velocidad máxima alcanzada se corresponde a 40  $\mu\text{m}/\text{min}$ .

Las probetas con resistencia H60/12, tuvieron velocidades de desplazamiento del actuador comprendidas entre 15 y 250  $\mu\text{m}/\text{min}$ , excepto en la serie 2, en la que la probeta rompió al alcanzar el bloque nº 10. Por último, para piezas con resistencia H60/20 se establecieron velocidades de entre 10 y 175  $\mu\text{m}/\text{min}$ , sin embargo tanto para la serie 1 como para la 2, las probetas fallaron al llegar a una velocidad de 125  $\mu\text{m}/\text{min}$  y 80  $\mu\text{m}/\text{min}$  respectivamente. En Tabla 3.7 se pueden apreciar los parámetros de control de ensayo para este tipo de probetas.

Tabla 3.7: Parámetros control de ensayo probetas 150x150x600mm

PROBETAS 150x150x600 mm										
Resistencia	H25/20		H40/12		H40/20		H60/12		H60/20	
Bloque	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
B1	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold	Hold
B2 (KN)	-50	-50	-50	-50	-50	-50	-50	-50	-50	-50
B3 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	10	10	10	10	10	10	15	15	10	10
B4 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	20	20	20	20	20	20	30	30	20	20
B5 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	30	30	30	30	30	30	40	40	30	30
B6 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	40	40	40	40	40	40	50	50	40	40
B7 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	45	45	45	45	45	45	60	60	45	45
B8 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	50	50	50	50	50	50	70	70	50	50
B9 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	60	60	60	60	60	60	80	80	60	60
B10 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	70	70	70	70	70	70	90	90	70	70
B11 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	80	80	80	80	80	80	100	100	80	80
B12 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	90	90	90	90	90	90	125	125	90	90
B13 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	100	100	100	100	100	100	150	150	100	100
B14 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	125	125	125	125	125	125	175	175	125	125
B15 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	150	150	150	150	150	150	200	200	150	150
B16 ( $\mu\text{m}/\text{min}$ )	165	165	175	175	175	175	250	250	175	175

### 3.6. Protocolo experimental

En este apartado se explica el procedimiento del ensayo propiamente dicho, sin considerar el proceso de fabricación de las probetas, lo cual ha sido explicado de forma amplia en el apartado 3.2 del presente capítulo.

El procedimiento del ensayo es explicado a continuación:

- Colocación de piezas metálicas de sujeción tanto para LVDT's como para extensómetro, en cara frontal y posterior de probetas.

- b) Ubicación de probeta sobre apoyos y centrado de la misma respecto al eje de carga en sentido longitudinal y transversal. Separación de apoyos para probetas con base  $b_1=100$  mm, separación igual a  $S_1= 55$  mm y barras de apoyo cilíndricas, probetas con base  $b_2=150$  mm, separación igual a  $S_2=75$  mm y barras de apoyo prismáticas
- c) Colocación de banda de reparto de carga en cara superior de probeta, variando la longitud de la misma en función del tipo de probeta  $b_1=100$  mm y  $b_2=150$ .
- d) Abrir software de control “INSTRON-Fast Track” para activar el movimiento de la prensa hidráulica.
- e) Precargar probeta mediante control manual con  $P = 0,1$  KN.
- f) Colocar instrumentación, conectar los canales de adquisición de datos y realizar la calibración de LVDT's para obtener mediciones de partida cercanas al  $\pm 0,000$  mm.
- g) Una vez la probeta se encuentra correctamente ubicada e instrumentada se procede a programar el ensayo. En el software Fast Track, se introduce el control de carga, que para el caso de probetas pequeñas, es un control modal mediante la lectura del CMOD. Se introduce el dato de compensación interaxial de feedback según la ecuación 3.1 para probetas cúbicas de 100 mm y 150 mm de lado. En la Figura 3.21, puede observarse una captura de pantalla del software Fast Track, a la hora de introducir los datos del control modal.

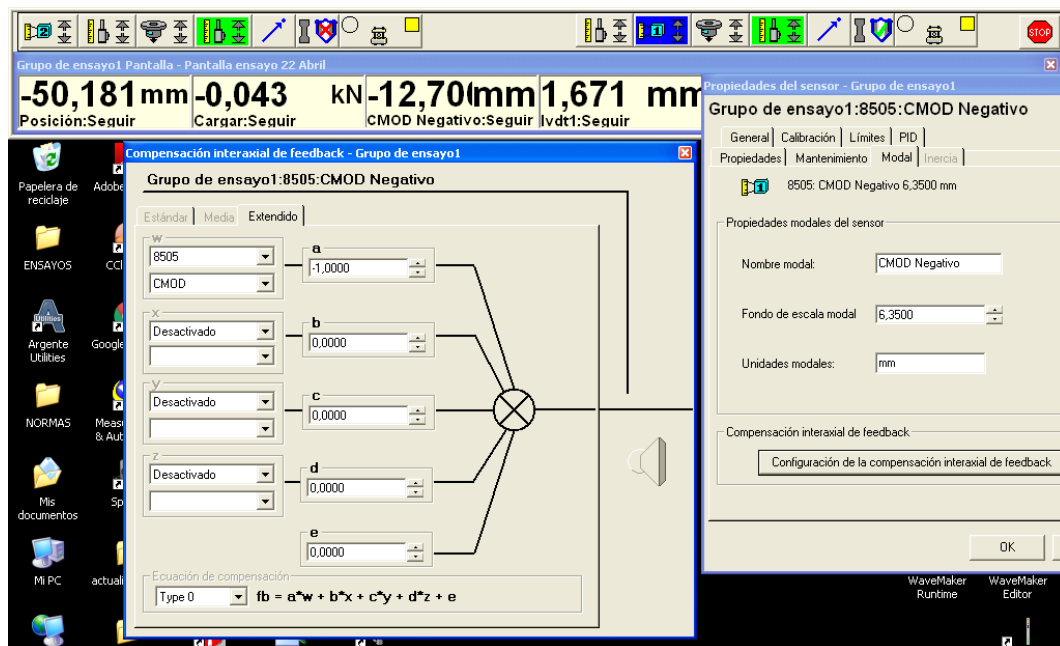


Figura 3.21: Compensación Interaxial de feedback en probetas cúbicas

Por otro lado, en el caso de probetas grandes, se realiza un control modal mediante la lectura de tres LVDT's y el extensómetro (CMOD), y al igual que en caso anterior, previamente al inicio del ensayo se introducen los datos de compensación interaxial de feedback, en este caso según las ecuaciones 3.2, 3.3 y 3.4, correspondiente a las probetas prismáticas de 150 x 150 x 300 mm, 100 x 100 x 400 mm y 150 x 150 x 600mm respectivamente. En la Figura 3.22 se puede apreciar una captura de pantalla en la que consta la activación de los cuatro parámetros de control así como la introducción de datos en el software Fast Track.

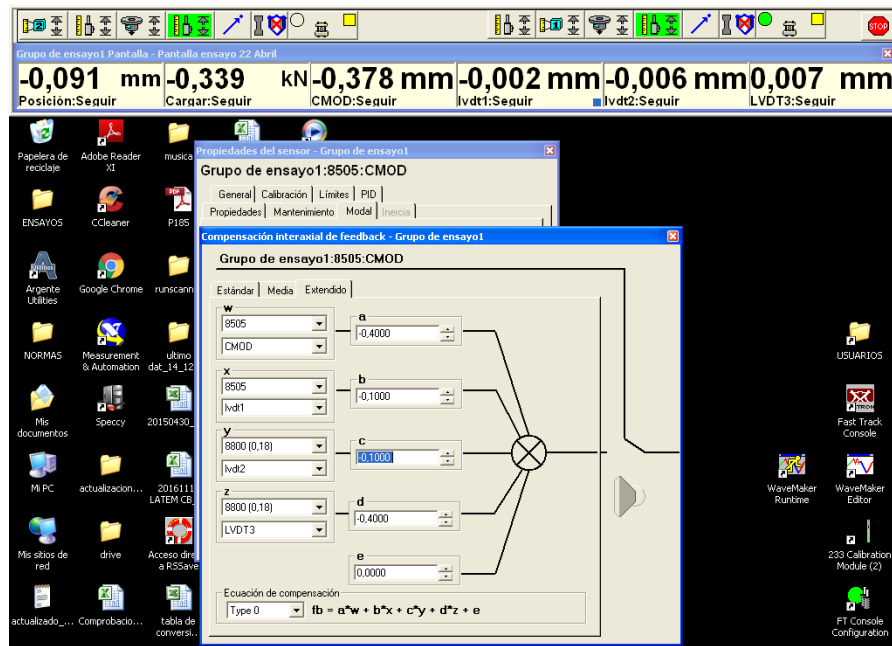


Figura 3.22: Figura 3.20: Compensación Interaxial de feedback en probetas prismáticas

- h) Adicionalmente se introducen los patrones de carga en el software “INSTRON-Wavemaker”, donde se define el ensayo a partir de bloques (en este caso una meseta inicial, carga y rampas), a cada una de las cuales se le asigna un tipo de control determinado asociado a cierta velocidad; dichas velocidades se detallan en el apartado 3.5 del presente capítulo. En la Figura 3.23, se observa la programación de distintos bloques previo al inicio del ensayo.

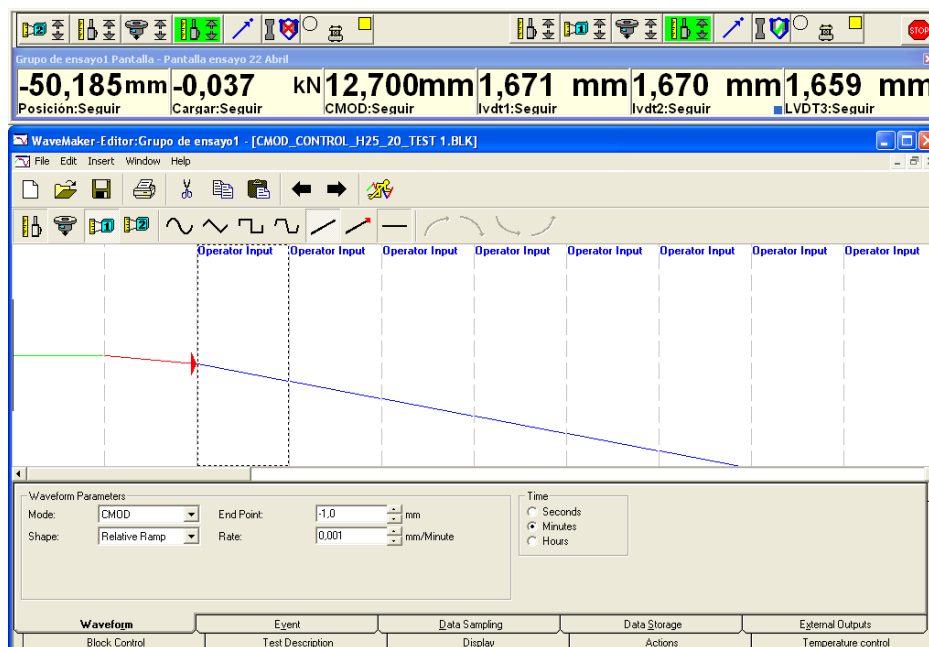


Figura 3.23: Programación de bloques en software INSTRON-Wavemaker

- i) Verificación visual de la correcta evolución del ensayo y cambio manual de bloques a fin de aumentar la velocidad de desplazamiento del actuador.
- j) Fin del ensayo, desconexión de instrumentación y medición de deformación de banda.
- k) Verificación de adquisición de datos del ensayo mediante la generación de un archivo en formato .csv para su posterior filtrado de datos y análisis.

### 3.7. Resultados de los ensayos de caracterización de las probetas

Las propiedades mecánicas características de resistencia a compresión, módulo de Young y resistencia a tracción indirecta, se obtuvieron mediante la realización de los ensayos normalizados [49], [72], [73]. Los tres ensayos de caracterización del hormigón fueron realizados a un total de treinta probetas con una edad de 28 días, mientras que al cabo de 68 días se ensayaron quince probetas únicamente frente a resistencia a compresión.

Los valores que determinan la resistencia a compresión se pueden ver en Tabla 3.8.

Tabla 3.8: Valores obtenidos de Resistencia a compresión a 28 y 68 días

Clase de Hormigón	Resistencia a compresión a 28 días				Resistencia a compresión a 68 días			
	Resistencia (Mpa)		Resistencia Promedio (Mpa)	Desviación Estándar (Mpa)	Resistencia (Mpa)		Resistencia Promedio (Mpa)	Desviación Estándar (Mpa)
H25/20	C2	32,64	31,39	1,49	C3	33,45	34,15	3,80
	C12	29,74			C6	38,26		
	C9	31,78			C8	30,75		
H40/12	C6	42,48	40,81	2,01	C8	47,04	45,79	0,85
	C7	38,58			C11	45,84		
	C3	41,37			C12	44,50		
H40/20	C8	40,71	40,46	0,72	C3	41,71	41,37	0,55
	C7	41,01			C4	40,74		
	C10	39,64			C19	41,66		
H60/12	C5	43,92	44,91	1,57	C8	49,69	48,67	1,16
	C6	44,10			C10	47,41		
	C4	46,72			C11	48,90		
H60/20	C7	52,33	52,01	4,41	C3	59,05	55,25	6,76
	C4	56,26			C10	59,25		
	C2	47,45			C11	47,45		

Los valores obtenidos para el módulo de elasticidad y para la resistencia a tracción indirecta se pueden observar en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9: Valores obtenidos de Módulo de Young y Resistencia a Tracción Indirecta

Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión a 28 días					Resistencia a tracción Indirecta de probetas a 28 días		
Clase de Hormigón	Módulo de Young (Mpa)		Módulo de Y. Promedio (Mpa)	Desviación Estándar (Mpa)	Resistencia Tracción Indirecta (Mpa)	Resistencia Promedio (MPa)	Desviación Estándar (Mpa)
H25/20	C2	31878,22	30947,85	844,35	C11	3,49	3,82
	C9	30230,21			C10	4,08	
	C11	30735,12			C1	3,87	
H40/12	C6	36322,67	32202,16	6026,20	C9	4,87	4,68
	C7	25285,86			C2	4,50	
	C9	34997,95			C4	4,68	
H40/20	C8	39294,72	38477,83	1256,43	C5	4,63	4,77
	C7	37031,05			C6	4,90	
	C2	39107,73			C12	4,77	
H60/12	C7	36804,24	35259,65	1613,56	C12	4,74	4,73
	C6	35389,71			C8	4,74	
	C4	33584,99			C9	4,71	
H60/20	C8	37990,89	37671,95	721,21	C5	4,73	4,71
	C4	36846,27			C12	4,71	
	C2	38178,70			C6	4,69	

## 4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA-ADAPTADO

En el presente capítulo se recogen, representan y analizan los resultados obtenidos durante la campaña experimental realizada. En primer lugar, se indican las cargas máximas adquiridas en relación al tamaño de probeta y al tipo de hormigón utilizado.

En segundo lugar, a partir de las lecturas obtenidas por los dispositivos de control, se representan los resultados mediante gráficas que relacionan la carga máxima frente a la apertura de fisura de las piezas, considerando la influencia de los parámetros identificativos que intervienen en el ensayo ( $h, a, f_c, \lambda, b_0/b$ ). Todas las gráficas se recogen en el ANEXO A.

En tercer lugar, se representa el efecto tamaño en el ensayo de tracción indirecta-adaptado proponiendo utilizar una tensión normalizada como variable independiente. Por último, se realiza una comparativa entre los ensayos monitorizados por dispositivos de medición y control en la cara frontal de las piezas, frente al uso de la tecnología Digital Image Correlation (DIC) en la cara posterior de las probetas.

### 4.1. Cuadro resumen de los resultados

Como se ha comentado en el capítulo, se llevaron a cabo cincuenta ensayos de tracción indirecta-adaptado sobre los distintos tipos de probetas disponibles, con lo que se esperaba tener cincuenta resultados, sin embargo, en una de las probetas prismáticas de 100 x 400 mm se perdió el control del ensayo por lo que únicamente se tiene el dato de la serie nº 2, concretamente, la del espécimen con resistencia a compresión  $f_c = 25$  MPa. Por ello, se cuenta con cuarenta y nueve resultados, los cuales se pueden apreciar en la Tabla 4.1.

En cuanto a los resultados propiamente, se observa cierto incremento de carga a medida que aumenta el tamaño de la probeta, el tipo de hormigón y árido. El valor más bajo de carga igual a  $P = 29,97$  KN, le corresponde a la probeta de menor tamaño y resistencia, H25/20-100x100x100-S1, por el contrario al valor de carga más alto de carga  $P = 183,54$  KN, le corresponde la probeta con mayor tamaño y resistencia, H60/20-150x150x600-S2.

Por otro lado, se aprecia que los valores obtenidos para el tamaño de probeta 300 mm son muy superiores a los especímenes con altura 400 mm y en algunos casos muy cercanos a los

obtenidos para alturas de 600 mm. En este caso, la evolución de carga en función del incremento de tamaño se ve alterada, para este tipo de probetas prismáticas de 150x150x300 mm.

Tabla 4.1: Cuadro resumen cargas últimas

Carga máxima obtenida en el ensayo de tracción indirecta-adaptado						
Serie	Tamaño Probeta (mm)	H25/20	H40/12	H40/20	H60/12	H60/20
		Pmáx. (KN)	Pmáx. (KN)	Pmáx. (KN)	Pmáx. (KN)	Pmáx. (KN)
1	100x100x100	29,97	39,00	33,22	31,69	38,27
2		35,01	31,02	33,12	38,96	33,02
1	150x150x150	53,13	82,07	74,32	51,69	75,18
2		93,65	84,10	98,35	57,10	107,81
1	150x150x300	145,46	134,64	136,53	156,14	176,09
2		139,25	147,08	148,17	148,71	158,94
1	100x100x400	-	64,57	94,22	89,76	89,09
2		85,16	67,05	80,80	86,80	97,48
1	150x150x600	131,58	143,96	160,46	162,12	154,87
2		150,32	136,58	169,79	159,41	183,54

## 4.2. Influencia de parámetros identificativos ( $h$ , $a$ , $f_c$ , $\lambda$ , $b_0/b$ )

Adicionalmente al valor de la carga máxima (Tabla 4.1), se posee los datos de las lecturas obtenidas en cada ensayo bien por el extensómetro, o bien por los transductores de desplazamiento (LVDT) ubicados en diferentes alturas de las probetas.

Con estos valores se realiza la representación de diferentes gráficas que relacionan Carga Vertical ( $P$ ) - Apertura de fisura ( $w$ ), considerando la influencia de los parámetros identificativos como son la altura del espécimen,  $h$ , (100, 150, 300, 400 y 600mm), el tamaño máximo del árido,  $a$ , (12 y 20 mm), la resistencia a compresión del hormigón,  $f_c$ , (25, 40 y 60 MPa), la esbeltez de la pieza,  $\lambda$ , (1, 2 y 4), y la relación entre ancho de banda de apoyo y ancho de la probeta,  $b_0/b$ , (0,30 y 0,20 respectivamente para  $b_1=100$  mm y  $b_2=150$  mm).

### 4.2.1. Influencia del tamaño de la probeta ( $h$ )

De cara a la representación de los resultados, para este caso, se consideran ciertos valores fijos como son ( $f_c$ ,  $a$ ,  $\lambda$ ), obteniendo una gráfica Carga vertical – apertura de fisura para diversas alturas de probeta,  $h$ , y diferentes relaciones  $b_0/b$ .

En concreto, las alturas que pueden incluirse en la evaluación de este parámetro son  $h=100$  y  $h=150$  mm, con una esbeltez  $\lambda = 1$ , así como las alturas de 400 y 600 mm, con una esbeltez  $\lambda = 4$ . Por el contrario, se descarta usar la altura de 300 mm y con ello una esbeltez  $\lambda = 2$ , debido a la imposibilidad de realizar una comparación con el resto de datos disponibles.

Considerando lo anterior, en la Figura 4.1 se pueden apreciar las curvas obtenidas a partir de la representación de resultados. En todas las gráficas se puede observar una primera rama prácticamente vertical, hasta llegar a la carga máxima soportada por los especímenes, dicha rama se correspondería al comportamiento elástico del hormigón.

En cuanto a la Fig. 4.1 a, c, e, g, i; se observa un comportamiento similar de las piezas, en cuanto a la evolución de la rama descendente o de reblandecimiento, la cual tiende a bajar a niveles de carga muy bajos hasta prácticamente formar una asíntota.



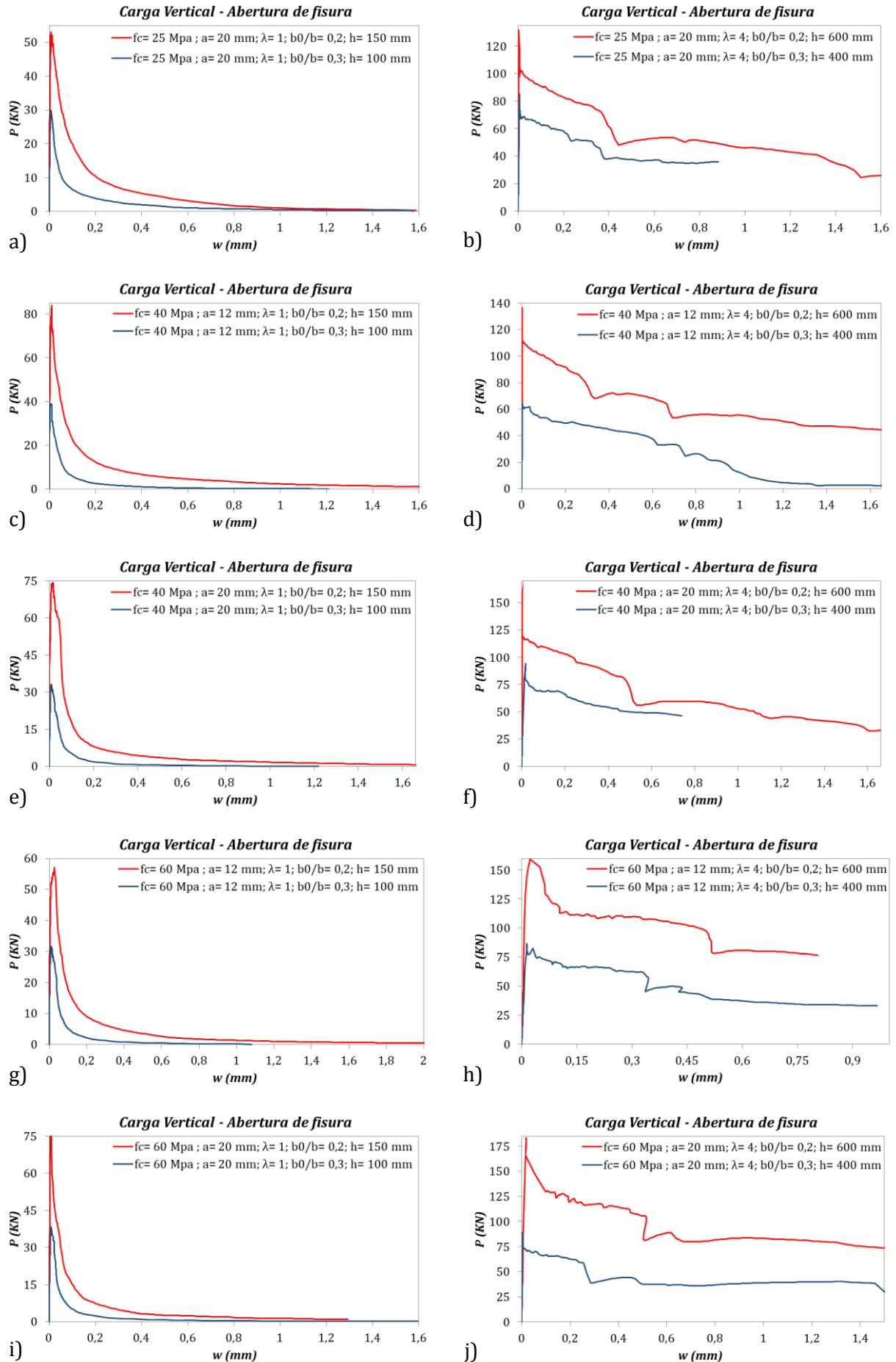


Figura 4.1: Influencia del tamaño de la probeta (h)



En la rama descendente en mención, se toma como referencia la carga de  $P = 10$  KN (valor arbitrario) compartida en los cinco casos, a fin de comentar la evolución de la apertura de fisura. La zona de mayor apertura para este valor de carga se corresponde a la Fig. 4.1a y c; obteniendo un ancho de fisura de 0,20 a 0,25 mm para una altura de 150 mm, sin embargo a medida que se incrementa la resistencia a compresión del hormigón y el tamaño máximo del árido, esta apertura disminuye hasta situarse en valores comprendidos entre 0,14 y 0,17 mm (Fig. 4.1e, g, i), de igual forma para una altura de 150 mm.

Por el contrario, para una altura de 100 mm, en la Fig. 4.1a, c, e, g, i; el ancho de fisura es similar en las cinco curvas, es decir, para una carga  $P = 10$  KN, se obtiene una apertura comprendida entre 0,05 y 0,06 mm, ancho tres veces menor, incluso cuatro veces menor en un caso, respecto a los valores obtenidos para una altura de 150 mm.

En lo referente a la longitud de la rama descendente, ésta puede ser evaluada a través del ancho de fisura final obtenido para cada uno de los ensayos realizados. En la Fig. 4.1a se puede ver que el ancho de fisura para un hormigón H25/20 es similar tanto para una altura de 100 mm como para 150 mm, es decir  $w_{a1} = 1,57$  mm y  $w_{a2} = 1,58$  mm. Así mismo, en la Fig. 4.1c, e, g se observa como la rama descendente de las probetas con altura igual a 100 mm fallaron para valores menores a  $w_{e1} = 1,21$  mm, sin embargo, las probetas con altura 150 mm obtuvieron valores de anchos de fisura superiores a  $w_{c2} = 1,60$  mm. Todo lo contrario sucede con las probetas con hormigón H60/20, es decir, el ancho de fisura obtenido para una altura de 150 mm, es menor al conseguido en probetas de 100 mm,  $w_{i2} = 1,30$  mm y  $w_{i2} = 1,60$  mm, respectivamente (Fig. 4.1i)

Por otro lado, en la Fig. 4.1b, d, f, h, j; se aprecia que la principal característica de estas curvas es la falta de uniformidad en el trazado de las mismas, dando lugar a que las ramas descendentes, en la mayoría de casos no tiendan hacia una carga cercana al 0 como sucede para tamaños pequeños ( $h = 100$  y  $150$  mm). También se observa que, a lo largo del ensayo en probetas de  $h = 400$  y  $600$  mm, la carga que se encuentra en fase descendente, vuelve a subir para determinados valores de anchos de fisura.

Por lo que respecta a la longitud de la rama descendente en la Fig. 4.1b, d, f, h, j, existen tres situaciones. En la primera se pueden relacionar la Fig. 4.1b y f, en la cual se observa que el ancho de fisura para probetas de mayor tamaño (600 mm), es mayor respecto a las especímenes de 400 mm, es decir, estas piezas en mención fallaron para valores de  $w_{b1} = 0,87$  mm y  $w_{f1} = 0,74$  mm, mientras que las probetas con mayor altura alcanzaron anchos de fisura mayores a  $w_{b2} = 1,60$  mm.

La segunda situación relaciona a la Fig. 4.1d y j, en este caso en ambas gráficas se aprecia como las curvas no se ven interrumpidas por fallos de la pieza durante el ensayo, así para un hormigón H40/12 se obtienen anchos de fisura similares para los tamaños de 400 y 600 mm,  $w_{d1} = w_{d2} = 1,66$  mm; mientras que para un hormigón H60/20, el ancho de fisura obtenido es ligeramente inferior para ambas alturas (400 y 600 mm), así se tienen los valores  $w_{j1} = 1,53$  mm y  $w_{j2} = 1,49$  mm respectivamente.

La última situación se corresponde a la Fig. 4.1h, en la cual se observa que la rama descendente para la pieza de mayor tamaño (600 mm), pudo verse interrumpida durante el ensayo dando lugar a un ancho de fisura inferior, respecto a la probeta de 400 mm de altura; las aperturas de fisura obtenidas son de  $w_{h1} = 0,96$  mm para la pieza de 400 mm y  $w_{h2} = 0,80$  mm, para la probeta de 600 mm, siendo una diferencia pequeña entre ambas aperturas de fisuras.

#### 4.2.2. Influencia del tamaño máximo del árido ( $\alpha$ )

De cara a evaluar la influencia del tamaño máximo del árido, a diferencia del apartado 4.2.1, se pueden considerar cuatro valores fijos, como son ( $f_c$ ,  $h$ ,  $\lambda$ ,  $b_0/b$ ), siendo claramente el tamaño máximo del árido utilizado en la elaboración de los hormigones, el valor variable, concretamente  $T_{ma} = 12$  y  $20$  mm. En la Figura 4.2 se pueden apreciar las gráficas obtenidas, las cuales relacionan la carga vertical frente a la apertura de fisura para ambos tamaños de árido.

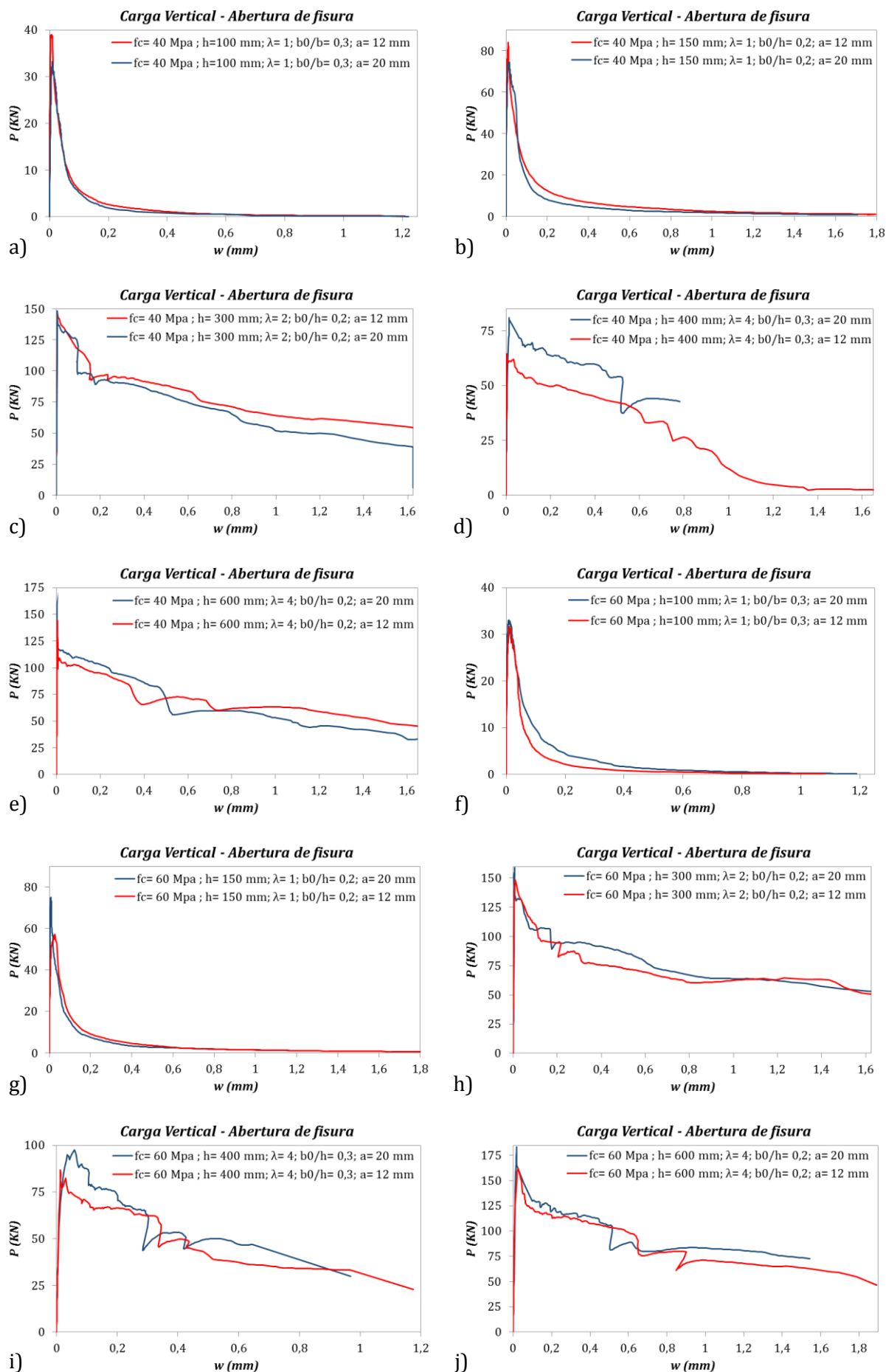


Figura 4.2: Influencia del tamaño máximo del árido (a)

A la hora de representar los resultados, se han descartado los datos obtenidos en probetas fabricadas con una resistencia a compresión  $f_c = 25$  MPa, dado que únicamente se utilizó un tamaño máximo de árido en su elaboración es decir,  $t_{ma} = 20$  mm, no haciendo posible comparación. Por ello, en las gráficas solamente se encuentran las resistencias de 40 y 60 MPa.

Tal como se puede observar, el trazado de las curvas de la Fig. 4.2a, b, f, y g es uniforme tanto en la rama ascendente como en la descendente; los resultados se corresponden a probetas con  $h = 100$  y  $150$  mm. Mientras que en la Fig. 4.2c, d, e, h, i, y j se aprecia un trazado más irregular de las curvas, sobre todo en la rama descendente, en la que también se presenta un descenso de cargas y ascenso de las mismas en varios tramos del régimen de reblandecimiento. Este comportamiento irregular se corresponde a las probetas de mayor tamaño  $h = 300, 400$  y  $600$  mm.

De forma general el comportamiento de las curvas prácticamente el mismo, en la mayoría de gráficas, se trata de trazados muy similares, a excepción de la Fig. 4.2d, i; en la que la para probetas con resistencia  $f_c = 40$  y  $60$  MPa y una altura  $h = 400$  mm, se muestra que las curvas para tamaños de árido  $a = 20$  mm, se distancian respecto a las de  $a = 12$  mm, sobre todo para aperturas de fisura comprendidas entre  $0$  y  $0,2$  mm.

A pesar de la similitud mencionada, en la Fig. 4.2a, b y c, se puede observar como la carga máxima se corresponde a las curvas con un tamaño máximo de árido  $a = 12$  mm, así mismo durante la evolución del trazado, en los tres casos las curvas se mantienen ligeramente por encima respecto a las curvas con árido  $a = 20$  mm. Por el contrario, en la Fig. 4.2d, e, f, g, h, i, j; se aprecia que los valores de cargas máximas se corresponden a las curvas con tamaño máximo de árido  $a = 20$  mm, por lo que quedan ligeramente por encima de las curvas con árido  $a = 12$  mm, a excepción de la Fig. 4.2g, en la a pesar de tener mayor nivel de carga máxima, la curva con  $t_{ma} = 20$  mm queda ligeramente por debajo.

En lo referente a la longitud de la rama descendente, en la Figura 4.2 se dan tres situaciones. En la primera situación se pueden relacionar las gráficas de la Fig. 4.2b, d, g, i, j; en la que se observa que el ancho de fisura es mayor para las curvas con tamaño máximo de árido  $a = 12$  mm respecto a las curvas con un árido  $a = 20$  mm. Los valores de las aperturas de fisura para el árido más pequeño son las siguientes:  $w_{b2} = 1,80$  mm,  $w_{d2} = 1,64$  mm,  $w_{g2} = 2,00$  mm,  $w_{i2} = 1,17$  mm,  $w_{j2} = 1,90$  mm; mientras que los valores de ancho de fisura para un árido  $a = 20$  mm son los siguientes:  $w_{b1} = 1,70$  mm,  $w_{d1} = 0,77$  mm,  $w_{g1} = 1,29$  mm,  $w_{i1} = 0,97$  mm,  $w_{j1} = 1,53$  mm.

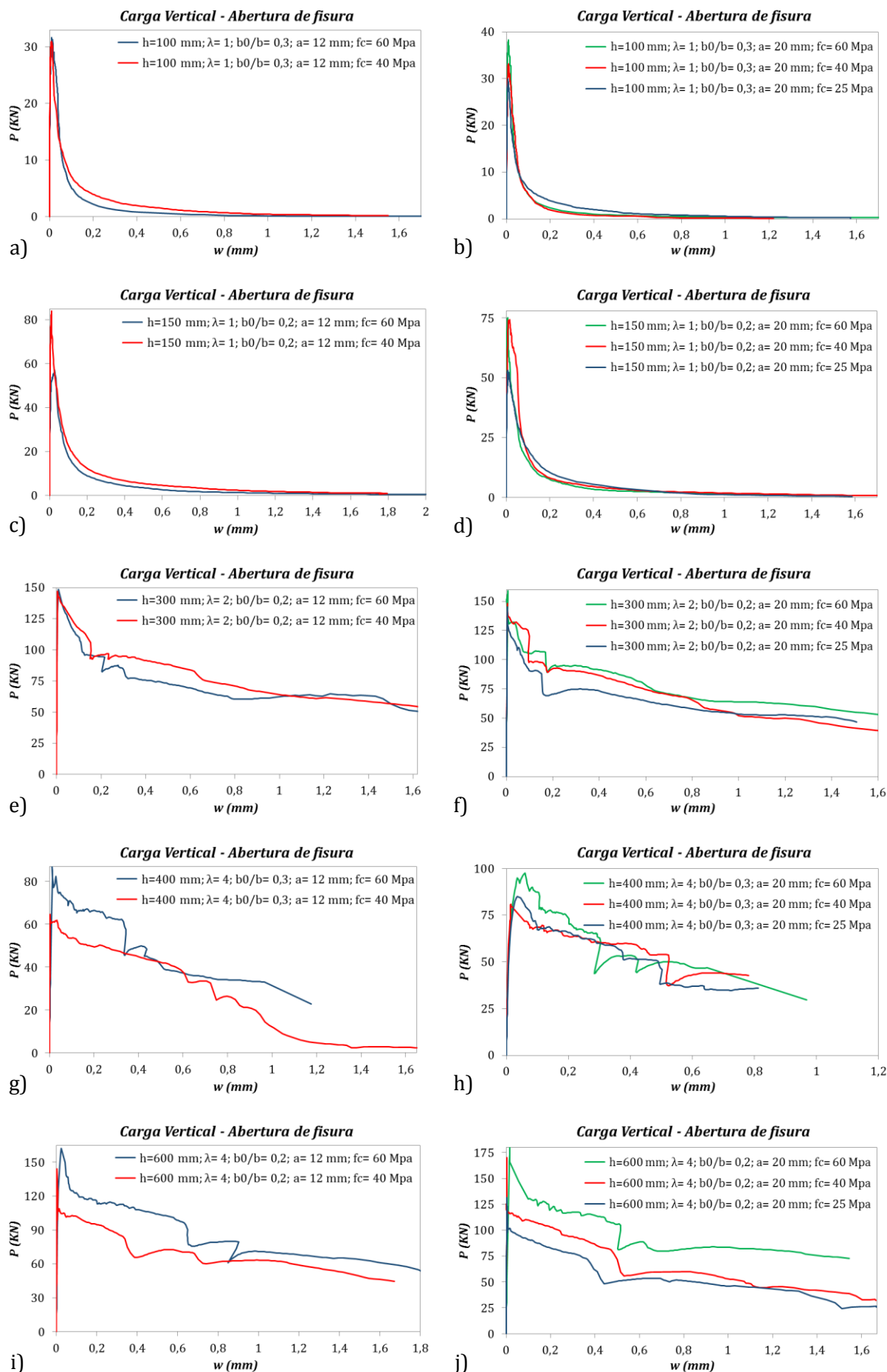
La segunda situación relaciona las gráficas de la Fig. 4.2c, e h; en la que se aprecia que la longitud de la rama descendente es similar en los tres casos, es decir, tanto para el árido  $a = 12$  mm como para el árido  $a = 20$  mm, el ancho de fisura obtenido al finalizar los ensayos para este tipo de piezas es mayor a  $w = 1,60$  mm.

La última situación se corresponde a la Fig. 4.2a, f; en donde se observa que la longitud de la curva de la rama descendente para las piezas con árido  $a = 20$  mm, es mayor respecto a las probetas elaboradas con árido  $a = 12$  mm, obtenido los siguientes valores respectivamente:  $w_{a1} = 1,22$  mm,  $w_{f1} = 1,19$  mm, y  $w_{a2} = 1,04$  mm,  $w_{f2} = 1,08$  mm.

Como nota final destacar que en base al comportamiento de las gráficas analizadas, parece ser que las ligeras diferencias encontradas, no son determinantes para indicar que el tamaño máximo del árido juegue un papel fundamental en el efecto tamaño.

#### 4.2.3. Influencia de la resistencia ( $f_c$ )

A fin de evaluar la influencia de la resistencia a compresión, en este caso, se realiza una representación de los resultados utilizando por una parte, ciertos valores fijos como son ( $h$ ,  $\lambda$ ,  $b_0/b$ ,  $a$ ), por otra parte, el dato variable es la resistencia a compresión  $f_c$ , es decir 25, 40 y 60 MPa. Las gráficas obtenidas, las cuales pueden ser observadas en la Figura 4.3 relacionan la carga vertical y la apertura de fisura para diversas resistencias.

Figura 4.3: Influencia de la resistencia ( $f_c$ )

Se distinguen dos tipos de gráficos, el primero, de dos curvas en los que al mantener fijo un tamaño máximo de árido de  $a=12$  mm únicamente se pueden considerar las resistencias de 40 y 60 MPa, el segundo tipo de gráfico contiene tres curvas en las que el  $T_{ma}=20$  mm está presente en los tres tipos de resistencias de este estudio, es decir, 25, 40 y 60 MPa.

Tal como se ha comentado previamente, los resultados obtenidos para tamaños de probetas con  $h= 100$  y  $150$  mm, muestran un trazado uniforme (Figura 4.3a, b, c, d). Se aprecia un tramo vertical común hasta llegar a la carga máxima y una rama descendente con bajada uniforme hasta prácticamente convertirse en asíntota.

Por otro lado, en la Figura 4.3e, f, g, h, i, j; correspondiente a especímenes con  $h= 300, 400$  y  $600$  mm, se aprecia un tramo vertical uniforme hasta alcanzar la carga máxima, al igual que para piezas de pequeño tamaño. Así mismo se observa que el trazado de la rama descendente no es tan uniforme como en los casos anteriores (Probetas pequeñas).

Las gráficas recogidas en la Figura 4.3, muestran de forma general que el comportamiento de piezas que comparten la misma altura e igual tamaño máximo de árido, pero distinta resistencia a compresión, es bastante parecido. Es decir, las piezas con altura  $h=100, 150$  y  $300$  mm presentan curvas similares entre sí.

En la Fig. 4.3a, b; se puede ver como el hormigón con  $f_c= 60$  MPa, se encuentra ligeramente por encima del hormigón con  $f_c= 40$  MPa, por el contrario, para un tamaño de  $h=150$  mm la resistencia de 40 MPa es la que sitúa por encima respecto a la resistencia de 60 MPa (Fig. 4.3c, d). Una característica común a las cuatro gráficas mencionadas, es que mientras menor es la resistencia, en este caso 40 y 25 MPa, las curvas presentan mayor ductilidad respecto a las curvas con  $f_c= 60$  MPa.

Los ensayos en probetas con altura  $h= 300$  mm, muestra que a pesar de disponer de distintas resistencias, las cargas máximas obtenidas, son similares para hormigones H40 y H60, (Fig. 4.3e, f); de igual forma el trazado de la rama descendente se asemeja en ambas gráficas llegando a niveles de apertura de fisura similares para un mismo valor de carga final antes de finalizar el ensayo.

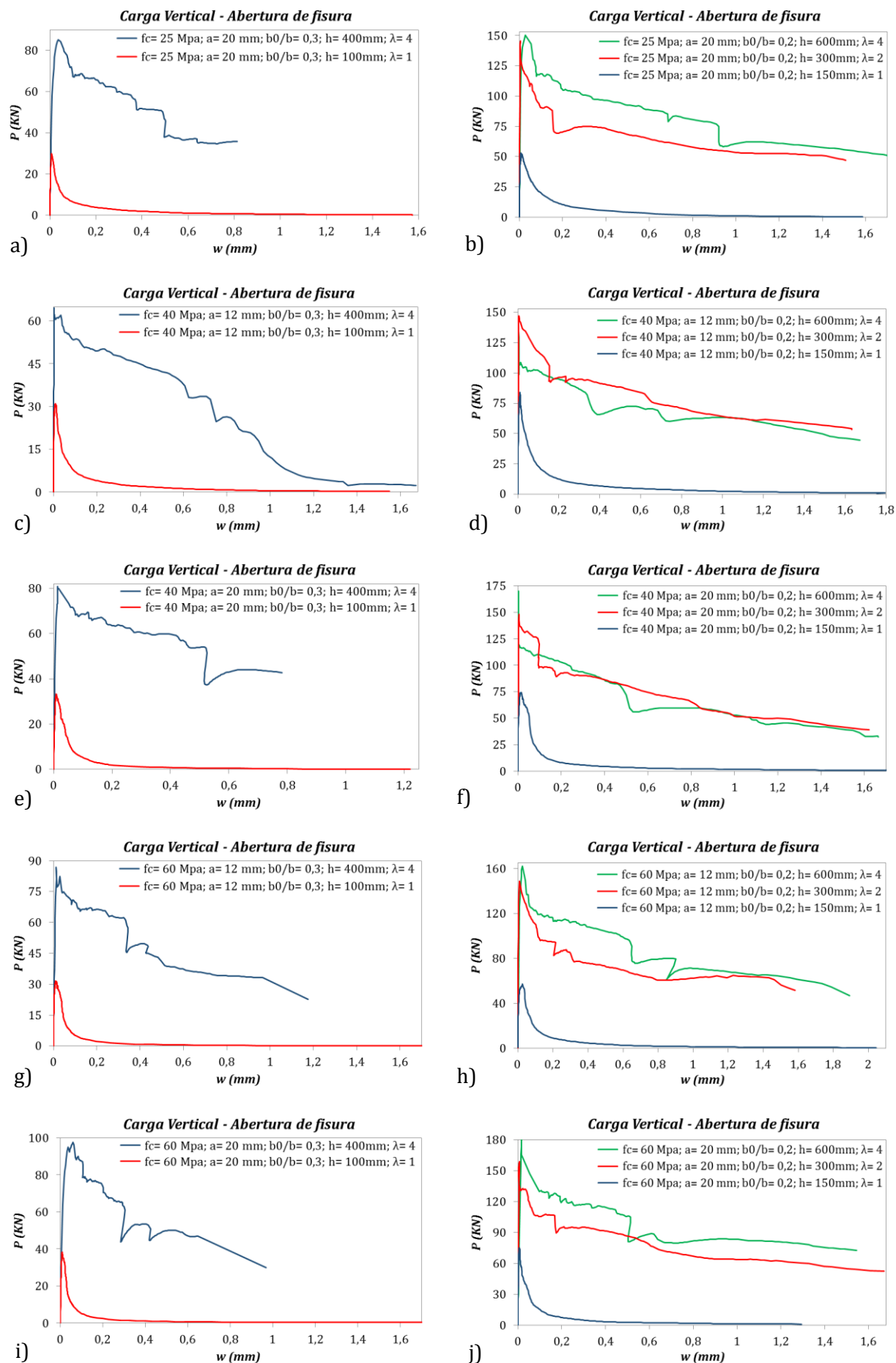
En cuanto a los especímenes con tamaños  $h= 400$  y  $600$  mm, en la Fig. 4.3g, h, i, j; se observa que la curva correspondiente a la resistencia  $f_c= 60$  MPa se aleja respecto a los hormigones H25 y H40, al contrario de lo que ocurría en tamaños pequeños, en los que el trazado de la rama descendente se asemejaba en forma y en niveles de carga a lo largo de su longitud. Es decir, se aprecia que a mayor resistencia, mayor es el tamaño de la curva con lo que supone que hay mayor energía de fractura almacenada bajo la curva.

En lo referente la apertura de fisura, se puede indicar que en la mayoría de ensayos se superó el valor de  $w=1,50$  mm. Salvo para los valores de la gráfica de la Fig. 4.3h en la que las tres curvas presentan valores menores a  $w=1,00$  mm; así mismo, el ancho de fisura de la curva correspondiente a una resistencia  $f_c= 60$  MPa (Fig. 4.3g) tiene un valor de  $w_{g2}= 1,18$  mm.

Como nota final se puede indicar que en tamaños pequeños, la variación de resistencia no parece influenciar demasiado, sin embargo para probetas mayores a 400 mm de altura, se observa que a mayor resistencia, se obtienen mayores niveles de carga máxima y de respuesta.

#### 4.2.4. Influencia de la esbeltez ( $\lambda$ )

Al igual que en el apartado 4.2.1, de cara a evaluar la influencia de la esbeltez, únicamente se pueden considerar tres valores fijos, como son  $(f_c, a, b_0/b)$ , al no variar la relación  $(h/b)$  para el mismo tamaño de especímenes, no es posible mantener la altura  $h$ , como valor fijo. Por ello, además de tener el valor variable de la esbeltez de las piezas, también lo es su altura. En la Figura 4.4 se muestran las gráficas obtenidas, relacionando Carga Vertical- Apertura de fisura para diversos valores de  $h/b$ .

Figura 4.4: Influencia de la esbeltez ( $\lambda$ )

En la Figura 4.4 se pueden distinguir dos tipos de gráficas, las de la columna de la izquierda que evalúan la influencia de dos variables ( $\lambda=1$  y  $\lambda=4$ ) para probetas con base cuadrada de 100 x 100 mm, mientras que en la columna de la derecha, las gráficas tienen tres variables correspondientes a la esbeltez de  $\lambda=1$ ,  $\lambda=2$  y  $\lambda=4$  para piezas con base cuadrada 150 x 150 mm.

Se observa un comportamiento dispar en las gráficas con un con dos variables (Fig. 4.4a, c, e, g, i; es decir, un primer tramo elástico prácticamente vertical para ambas esbelteces, mientras que en el segundo tramo, la rama descendente es más uniforme en las probetas con esbeltez  $\lambda=1$  ( $h=100$  mm), respecto a los especímenes con esbeltez  $\lambda=4$  ( $h=400$  mm), donde el régimen descendente presenta curvas con trazado irregular, teniendo descenso y ascenso de cargas a medida que evoluciona el ensayo.

La mayor diferencia se observa en los valores obtenidos para cargas máximas, así las probetas con esbeltez  $\lambda=4$  presentan cargas del orden de 2,5 veces superiores respecto a las obtenidas por especímenes con  $\lambda=1$ . A simple vista se presume que las piezas con mayor esbeltez, en este caso  $\lambda=4$ , poseen mayor energía de fractura almacenada.

Otra de las diferencias encontradas está relacionada con el ancho de fisura, así las curvas muestran que a excepción de la Fig. 4.4c, la mayoría de ensayos realizados en piezas con altura  $h=400$  mm, fallaron antes de finalizar el ensayo, dando valores de apertura de fisura inferiores a  $w=1,20$  mm. Por el contrario, la mayoría de elementos ensayados con una altura  $h=100$  mm presentan valores de ancho de fisura alrededor de  $w=1,60$  mm, salvo la gráfica de la Fig. 4.4e, donde la apertura es de  $w_{el}=1,21$  mm.

Por otro lado, en las gráficas de tres variables Fig. 4.4b, d, f, h, j se aprecia un comportamiento diferenciado de las probetas con  $\lambda=1$  ( $h=150$  mm), presentando un trazado uniforme tanto en la rama elástica como en la descendente, por su parte las probetas con esbeltez  $\lambda=2$  y  $\lambda=4$  ( $h=300$  y  $h=600$  mm respectivamente) muestran curvas con trazado desigual, haciendo que la rama descendente posea cargas que descienden y ascienden a lo largo de su longitud.

En lo referente la influencia de la esbeltez, se observa dos tipos de comportamiento, el primero relacionado con la Fig. 4.4b, h, j; en cuyas gráficas se observa que las probetas con una esbeltez de  $\lambda=4$  se sitúan por encima de las variables  $\lambda=2$  y  $\lambda=1$ , a pesar de presentar valores de carga máxima similares para las piezas de  $h=300$  y  $600$  m, para piezas con hormigones H25 y H60. Las probetas con esbeltez  $\lambda=1$ , presentan niveles de carga del orden de 2,5 veces inferior respecto a los tamaños superiores.

El segundo tipo de comportamiento se puede observar en la Fig. 4.4d, f; en la que la curva con esbeltez  $\lambda=2$ , se sitúa ligeramente por encima de las piezas con esbeltez  $\lambda=4$ , a pesar de presentar niveles de carga máxima similares, al igual que en el párrafo anterior. Dicho comportamiento se corresponde para piezas elaboradas con hormigón H40. Las probetas con esbeltez  $\lambda=1$ , por su parte presentan valores de carga máxima alrededor de 2,5 veces menos, respecto a las piezas con esbeltez superior.

En lo referente a la apertura de fisura, se observa que la mayoría de curvas presentan anchos de fisura superiores a  $w=1,50$  mm (Fig. 4.4b, d, f, h), especialmente en las gráficas d y f se aprecia que se obtienen valores similares tanto para anchos de fisura como para niveles de carga final, en las curvas correspondientes a las esbelteces  $\lambda=2$  y  $\lambda=4$ , siendo estos valores  $w_{d2}=1,63$  mm,  $w_{d4}=1,67$  mm y  $w_{f2}=1,62$  mm  $w_{f4}=1,66$  mm. Por otro lado en la Fig. 4.4j se observa como las curvas con mayor esbeltez superan una apertura de fisura de  $w=1,50$  mm, sin embargo la probeta con  $\lambda=1$  presenta un ancho de fisura de inferior a  $w=1,30$  mm.

Como comentario final se puede indicar que es notable y obvia la diferencia entre piezas elaboradas con esbeltez  $\lambda=1$  y  $\lambda=4$ , sin embargo, esta diferencia se reduce al analizar el comportamiento de piezas con esbeltez  $\lambda=2$  y  $\lambda=4$ , en las que las cargas máximas se asemejan y en algunos casos las curvas con  $\lambda=2$  se encuentra por encima de las piezas de mayor tamaño.

### 4.3. Representación del efecto tamaño en el ensayo de tracción indirecta

Como se ha comentado en capítulos anteriores, en cortante, el efecto tamaño es la reducción de la tensión tangencial última frente al incremento del canto de un elemento. Teniendo en cuenta esta definición, y con el objeto de poder representar el efecto tamaño se propone utilizar una tensión normalizada o carga adimensional, definiéndose la Ecuación 4.1, dicha formulación permite poder realizar una comparación entre los diferentes resultados obtenidos por el ensayo de tracción indirecta-adaptado.

$$\sigma = \frac{P_u}{A^*} = \frac{P_u}{f_c \cdot b \cdot h_0} \quad (4.1)$$

Donde,  $P_u$  es la carga última alcanzada en los ensayos de tracción indirecta-adaptado,  $f_c$  es la resistencia a compresión media obtenida en los ensayos de caracterización del material, el día del ensayo;  $b$  es el ancho de la probeta y  $h_0$  es la distancia entre el final de la entalla y la parte superior de la probeta (longitud de propagación de fisuras). En la Figura 4.5 se aprecia el detalle de una pieza con los distintos parámetros que intervienen en la formulación de una tensión normalizada.

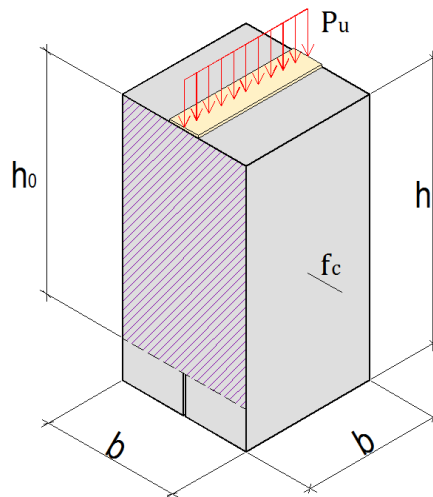


Figura 4.5: Parámetros que intervienen en la carga adimensional

En base a la Ec. (4.1) se realiza un ajuste aproximado teniendo en cuenta todos los tipos de hormigón, H25, H40, H60, así como los dos tipos de áridos, 12 y 20 mm, utilizados en la campaña experimental. Por lo que, en la Tabla 4.2, se recogen los valores de la carga adimensional ( $\sigma_{N,prom}$ ) calculados a partir de las propiedades geométricas y mecánicas obtenidas a lo largo de este estudio, correspondientes al valor promedio de los resultados de la Serie 1 y Serie 2.

Así, en la Figura 4.6 se representa el efecto tamaño de la tensión normalizada calculada con la Ec. (4.1) en función de la altura  $h_0$  de las probetas. Se puede ver que los resultados en su mayoría, exhiben una ley de efecto tamaño, disminuyendo la carga adimensional a medida que aumenta el canto de los especímenes.

Se destaca que se producen algunos valores no esperados, sobre todo para el tamaño de 150x150x150 mm, en el que salvo el hormigón H60/12, presenta valores superiores respecto a las probetas de menor tamaño. Específicamente y tal como se puede observar en la Tabla 4.1 de este capítulo, se aprecia una variación importante del valor de carga última para los hormigones H25/20, H40/20 y H60/20, en los que la diferencia entre resultados de la Serie 1 y Serie 2 es de 40,52 KN, 24,03 KN y 32,63 KN respectivamente, provocando que el valor promedio se vea alterado.



Por otro lado, y tal como se puede observar en la Fig. 4.6, se presume que ha habido un efecto no deseado a la hora de realizar el ensayo en probetas con una altura  $h = 300$  mm, puesto que los resultados presentan cierta variabilidad respecto al resto de cargas adimensionales para tamaños grandes.

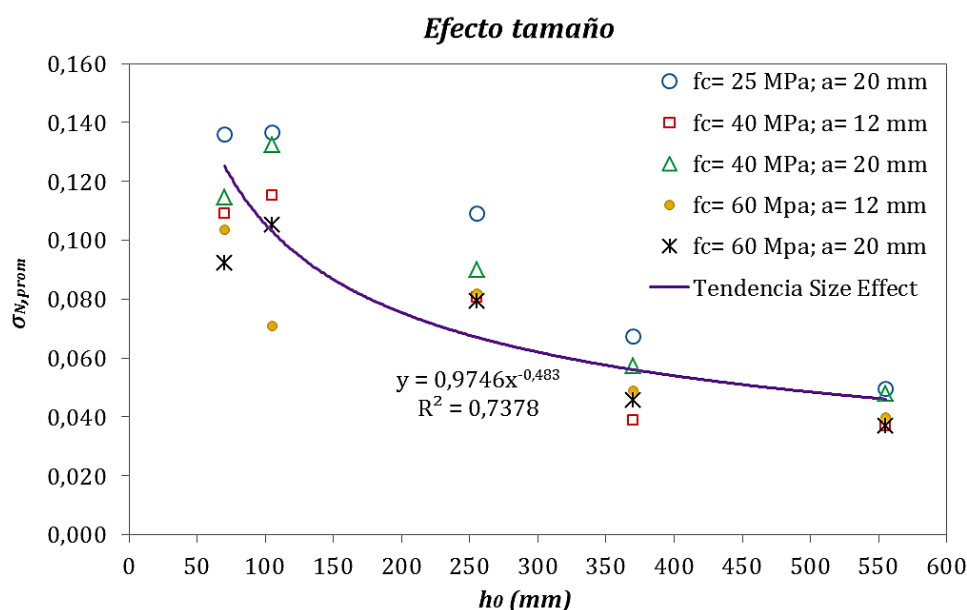


Figura 4.6: Representación del efecto tamaño en el ensayo a tracción indirecta-adaptado (Valor promedio)

En la Tabla 4.2 se muestran los valores promedios obtenidos para la representación del efecto tamaño.

Tabla 4.2: Tensión Normalizada para el ensayo a tracción indirecta-adaptado

Tipo de Hormigón	a (mm)	h (mm)	b (mm)	$P_{u, prom}(N)$	$f_c$ (MPa)	$h_0$ (mm)	$\sigma_{N, prom}$
H25	20	100	100	32491,43	34,15	70	0,136
	20	150	150	73391,61	34,15	105	0,136
	20	300	150	142354,50	34,15	255	0,109
	20	400	100	85157,83	34,15	370	0,067
	20	600	150	140947,02	34,15	555	0,050
H40	12	100	100	35008,79	45,79	70	0,109
	12	150	150	83086,71	45,79	105	0,115
	12	300	150	140856,19	45,79	255	0,080
	12	400	100	65810,33	45,79	370	0,039
	12	600	150	140266,61	45,79	555	0,037
H40	20	100	100	33172,84	41,37	70	0,115
	20	150	150	86338,66	41,37	105	0,133
	20	300	150	142349,53	41,37	255	0,090
	20	400	100	87508,86	41,37	370	0,057
	20	600	150	165125,52	41,37	555	0,048
H60	12	100	100	35322,34	48,67	70	0,104
	12	150	150	54397,84	48,67	105	0,071
	12	300	150	152421,41	48,67	255	0,082
	12	400	100	88281,85	48,67	370	0,049
	12	600	150	160763,85	48,67	555	0,040
H60	20	100	100	35643,52	55,25	70	0,092
	20	150	150	91493,68	55,25	105	0,105
	20	300	150	167517,62	55,25	255	0,079
	20	400	100	93284,03	55,25	370	0,046
	20	600	150	169207,37	55,25	555	0,037

Es importante remarcar que a pesar de obtener algunos valores a priori, no lógicos, se cree necesario incluirlos en este estudio, teniendo en cuenta que se trata de un ensayo muy sensible en el cual influyen factores como el comportamiento de los apoyos, irregularidades geométricas, el propio tamaño de la probeta, problemas asociados a la resistencia a retracción del hormigón, entre otros.

Adicionalmente se observa que a partir de los 300 mm de altura, los resultados exhiben un claro efecto tamaño, al reducir su carga adimensional a medida que aumenta el tamaño de las probetas. Se puede decir que el efecto tamaño es menos fuerte para piezas de mayor tamaño (400 y 600 mm), sobre todo para especímenes con hormigones H40/12, H40/20, H60/12 y H60/20, los cuales presentan valores de tensión normalizada similares.

En base al comportamiento de especímenes de gran tamaño, y observando valores similares de carga adimensional se puede indicar que se muestra una tendencia asintótica para valores considerables de  $h_0$ .

Por otra parte, se aprecia que las piezas fabricadas con el mismo tipo de hormigón pero distinto tamaño máximo de árido, presentan cargas adimensionales similares, por lo que y según se ha comentado en el apartado 4.2.2 del presente trabajo; parece ser que el tipo de árido no tiene una influencia directa sobre el efecto tamaño.

De la Figura 4.6, se extrae que la expresión que representa la tendencia del efecto tamaño, tiene un exponente que tiende a la raíz cuadrada (comportamiento asociado a LEFM). La ecuación de la tensión normalizada promedio, puede representarse de la siguiente forma:

$$\sigma_{N,prom} = 0,9746 \cdot h_0^{-0,483} \quad (4.2)$$

#### 4.4. Comparativa resultados obtenidos con tecnología Digital Image Correlation

En este apartado se presentan y analizan los resultados obtenidos a través de la tecnología DIC, los cuales son comparados con las lecturas recogidas por los dispositivos de medición CMOD y LVDT.

Como se ha comentado en el Capítulo 3 del presente trabajo, se llevaron a cabo seis ensayos en los que una de las caras del espécimen fue monitorizada mediante tecnología DIC. Las seis probetas ensayadas se corresponden con la siguiente nomenclatura:

- H40/20-100x100x100-S1-DIC
- H40/20-150x150x150-S1-DIC
- H60/20-150x150x150-S1-DIC
- H40/20-150x150x300-S1-DIC
- H40/20-150x150x600-S1-DIC
- H40/20-100x100x400-S1-DIC

La comparación de resultados se realiza mediante gráficas que relacionan Carga Vertical (Load) y Apertura de fisura (Crack width) en una o dos alturas de las probetas, dependiendo de que la pieza no haya fallado antes de finalizar el ensayo. Dichas alturas se corresponden con la ubicación de un de un extensómetro (CMOD) o de un transductor de desplazamiento (LVDT) en la cara instrumentada, según planos de instrumentación de DIC ubicados en el ANEXO B.

a) Probeta nº 1: H40/20-100x100x100-S1-DIC

De forma general, se aprecia que las curvas representadas en la Figura 4.7 a y b, muestran un trazado irregular, no terminando de coincidir con las obtenidas por los dispositivos de medición. A la hora de comparar la curva representada por DIC frente a la obtenida por el extensómetro, se observa que la zona elástica no termina de ser vertical como la del CMOD, sin embargo el trazado de la rama descendente guarda cierto parecido entre ambas curvas, a pesar del “ruido” presente.

En la segunda gráfica (Fig. 4.7 b) se observan similitudes en la zona elástica, sin embargo, la rama descendente presenta menos apertura para cargas bajas, presentando un ancho de fisura menor a 0,05 mm para una carga de aproximadamente 3 kN, lo cual difiere de la lectura del LVDT. Ambas gráficas (Fig. 4.7 a, b) presentan un trazado asintótico antes de finalizar el ensayo.

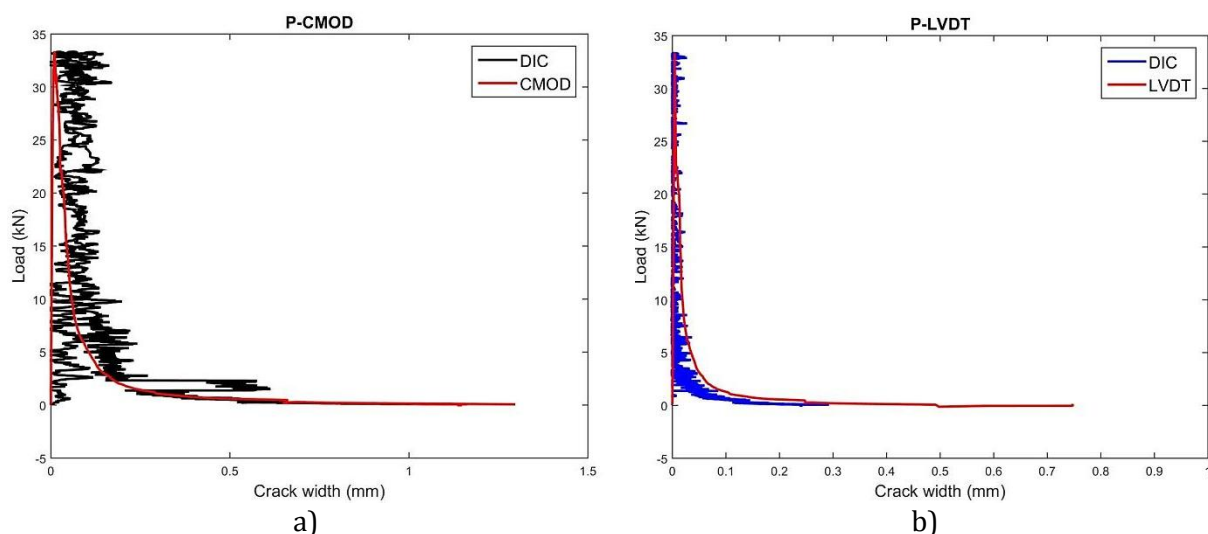


Figura 4.7: Comparativa DIC - CMOD/LVDT (H40/20-100X100X100-S1-DIC)

## b) Probeta n° 2: H40/20-150x150x150-S1-DIC

Como se puede apreciar en la Figura 4.8 a y b, hay una correspondencia en el trazado de las curvas carga vertical – apertura de fisura. La gráfica a) presenta una ligera diferencia en la rama descendente, siendo menor el ancho de fisura en la carga comprendida entre 65 y 40 KN para la curva representada con DIC.

Por otro lado, en la Fig. 4.8 b, se observa que el comportamiento es similar en fase elástica hasta la carga máxima, por el contrario, difieren en un tramo de la rama descendente ya que según el resultado extraído por DIC indica que la pieza no presenta apertura de fisura, sino hasta bajar de los 40 KN, lo cual puede deberse a algún problema asociado a la extracción de datos en esa zona.

En ambos casos, gráficas a) y b) de DIC presenta un comportamiento prácticamente idéntico a las curvas descritas por CMOD y LVDT para cargas bajas, a partir de 0,20 mm de ancho de fisura.

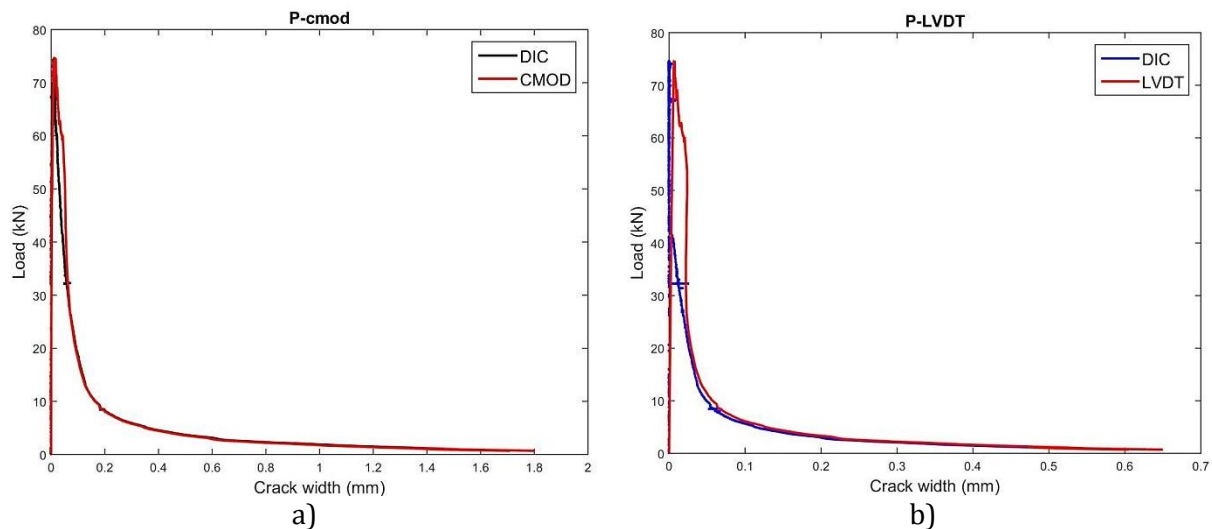


Figura 4.8: Comparativa DIC - CMOD/LVDT (H40/20-150X150X150-S1-DIC)

## c) Probeta n° 3: H60/20-150x150x150-S1-DIC

Los resultados representados en la Figura 4.9 indican que la gráfica a) presenta un trazado similar respecto al descrito por CMOD, siendo característica una apertura ligeramente superior en la rama descendente, una vez superada la carga máxima de la curva obtenida por DIC. Por lo que respecta a la gráfica b) ésta se diferencia de la trazada por el dispositivo LVDT en que la apertura de fisuras empieza a producirse para cargas muy bajas (5KN).

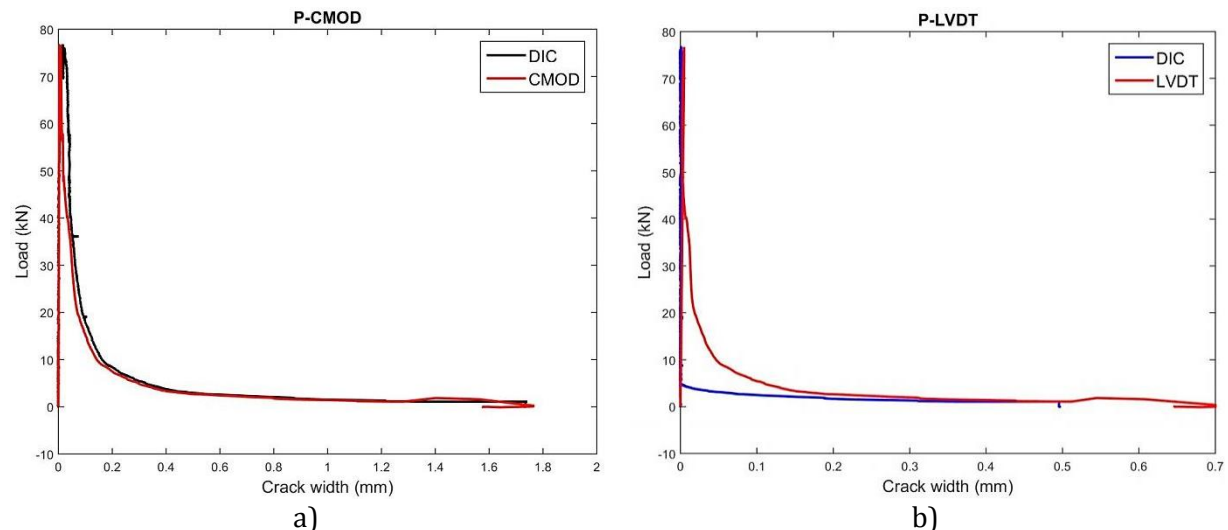


Figura 4.9: Comparativa DIC - CMOD/LVDT (H60/20-150X150X150-S1-DIC)

## d) Probeta nº 4: H40/20-150x150x300-S1-DIC

Tal como se ha mencionado en apartados anteriores, el comportamiento de los especímenes de mayor tamaño es distinto al obtenido para probetas menores a 150 mm de altura, lo cual se puede apreciar en la Figura 4.10, la cual muestra una fase elástica similar a pesar de que la curva trazada por DIC presente ciertas irregularidades hasta llegar a la carga última.

Por otro lado, se observa que una vez superada la carga máxima, la lectura obtenida por el dispositivo LVDT indica que la pieza tendía a cerrarse por la cara donde se había colocado instrumentación, hasta situarse sobre los 100 kN. Sin embargo, el trazado de la curva generada por DIC indica una clara apertura en la rama descendente, la cual se emparejaría posteriormente a la trazada por LVDT con un valor cercano a 100 kN. Cabe destacar que la máquina suspendió el ensayo en pleno proceso, por lo que se tiene valores bajos de anchos de fisura.

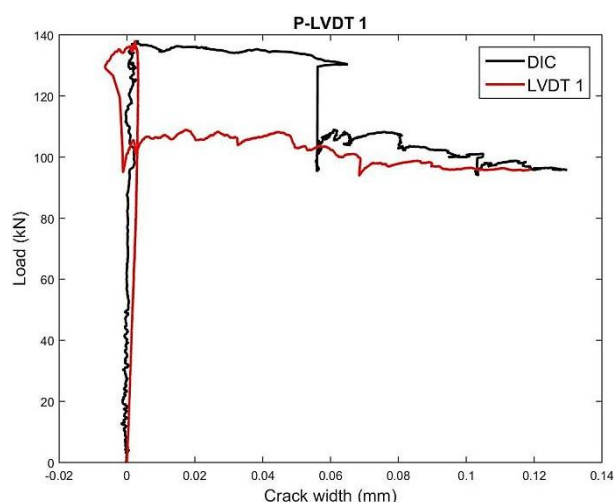


Figura 4.10: Comparativa DIC - LVDT1 (H40/20-150X150X300-S1-DIC)

## e) Probeta nº 5: H40/20-150x150x600-S1-DIC

Para este tipo de probeta se realizaron extracción de datos con DIC en dos alturas, a fin de demostrar que el proceso de fisuración en piezas de mayor altura empezaba por la parte superior de los especímenes. Figura 4.11 muestra que las tres curvas presentan un comportamiento similar en fase elástica, así como en la rama descendente donde se observan curvas prácticamente paralelas.

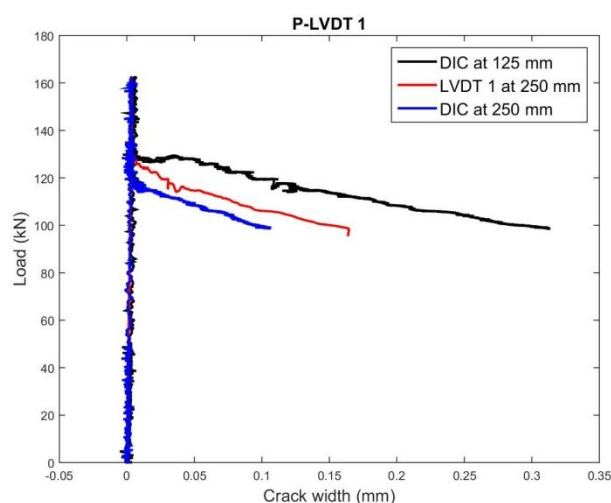


Figura 4.11: Comparativa DIC - LVDT1 (H40/20-150X150X600-S1-DIC)

Si se compara la medición realizada por DIC frente al dispositivo situado a la misma altura (250 mm), se observa principalmente que los anchos de fisura son distintos, habiendo una diferencia de aproximadamente 0,075 mm.

f) Probeta nº 6: H40/20-100x100x400-S1-DIC

El trazado de las curvas representadas por la medición de DIC y la lectura del LVDT1 guardan cierta similitud, presentando una primera fase elástica con trazados prácticamente paralelos. Posterior a la carga máxima, tal como se observa en la Figura 4.12, DIC presenta un comienzo apertura de fisura para una carga de aproximadamente 80 kN.

Sin embargo, la curva que representa a la medición del dispositivo LVDT, muestra el cierre de la pieza después de haber alcanzado la carga máxima, la cual comenzaría su proceso de apertura de fisura para una carga próxima a los 70 kN. Se observa que ambas curvas coinciden para un ancho de fisura de 0,05 mm, a partir del cual los trazados son prácticamente paralelos.

Como se ha comentado antes, los bajos valores de apertura de fisura se corresponden al fallo de las probetas antes de finalizar el ensayo, en este caso, DIC indica un ancho de fisura ligeramente superior al conseguido por la lectura del LVDT.

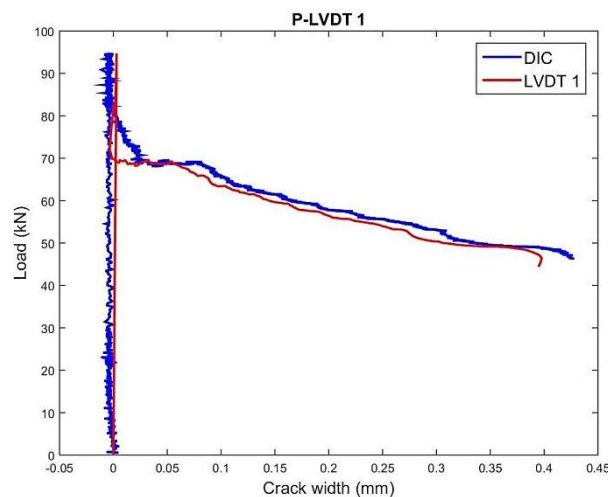


Figura 4.12: Comparativa DIC - LVDT1 (H40/20-100X100X400-S1-DIC)

Como síntesis de este apartado, se puede indicar que de la comparación realizada se observa que en cuatro de los seis ensayos, las gráficas obtenidas por DIC reproducen de manera adecuada y precisa los resultados obtenidos por los dispositivos de medición y control.

Se ha de tener en cuenta que la extracción de datos realizada por DIC estaba limitada a la instrumentación colocada en la cara posterior de la pieza monitorizada, para así poder realizar una comparación de lecturas y resultados adecuada.

Es importante destacar que el uso de la tecnología DIC ha permitido analizar diversos puntos de las probetas, permitiendo obtener campos de desplazamientos de zonas concretas de las piezas, por lo que se considera que se trata de una muy buena herramienta para extracción y procesamiento de datos en ensayos de piezas de hormigón.

## 5. PROPUESTA DE FORMULACIÓN DEL EFECTO TAMAÑO EN VIGAS A CORTANTE

En este capítulo se propone una expresión que permita considerar el efecto tamaño en piezas de hormigón armado sin armadura transversal, sometidas a esfuerzo cortante. Para ello en primer lugar se sugiere una expresión, que tiene en cuenta el valor de la tensión normalizada, propuesta en el Capítulo 4 de este documento.

De igual manera, se plantea una formulación en base a la mecánica de fractura, tomando como referencia la expresión de la ley de efecto tamaño de Bazant, la cual se puede obtener mediante regresiones lineales.

Por último, las formulaciones resultantes son introducidas en una base de datos internacional de ensayos a cortante de vigas esbeltas de hormigón armado sin armadura transversal (Reineck, *et al*) [74] a fin de evaluar la contribución de la expresión de efecto tamaño en el modelo mecánico propuesto por Marí /Cladera [46], así como la comparación con otros códigos de diseño actuales.

### 5.1. Base teórica

Como se ha mencionado en el Capítulo 1 de este documento, investigadores de la UPC y de la UIB han desarrollado un modelo mecánico de resistencia a cortante [46], el cual permite incorporar de forma natural varios aspectos que pueden ser esenciales para la correcta evaluación de estructuras existentes frente a esfuerzos tangenciales.

A fin de mejorar su robustez, el modelo incorpora la influencia del tamaño de la pieza a través de la ecuación (2.12) del Capítulo 2:

$$V_{c,Marí/Cladera} = 0,3\xi \frac{x}{d} f_{cd}^{2/3} b_{v,eff} d ; \quad \xi_{Marí/Cladera} = \frac{2 \left(\frac{d}{a}\right)^{0,2}}{\sqrt{1 + \frac{d_0}{200}}} \nless 0,45$$

Esta formulación se ajusta muy bien a los resultados experimentales, incorpora junto al efecto del tamaño, el efecto de la esbeltez ( $a/d$ ), aspecto más innovador de la misma, pero no justificando teóricamente sino a través de algoritmos genéticos.

Por ello, en este capítulo se desarrolla una formulación del efecto tamaño, sustentada en aspectos teóricos y resultados experimentales.

## 5.2. Formulación teórica basada en la variación de la tensión normalizada

A fin de desarrollar una expresión de efecto tamaño se toma como referencia la ecuación (4.2) del Capítulo 4, por la cual se obtiene el valor de la de la tensión normalizada o carga adimensional utilizada para representar el efecto tamaño en función de  $h_0$ .

A fin de facilitar el cálculo, se plantea utilizar la siguiente expresión simplificada.

$$\sigma_{N,sim} = 1 \cdot h_0^{-0,5} \quad (5.1)$$

Por otro lado, es necesario verificar si existen errores significativos entre la ecuación propuesta y la ec. 4.2, por lo que en la Figura 5.1 se representan ambas curvas de tendencia.

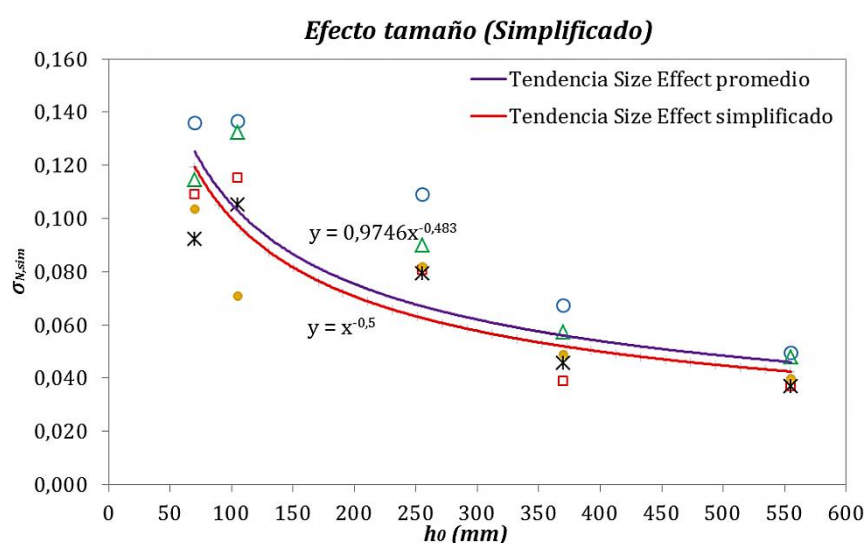


Figura 5.1: Trazado tendencia efecto tamaño simplificado

Los valores numéricos asociados al error obtenido entre ambas curvas, se indica en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Error asociado a valor de tensión normalizada simplificada

Tipo de Hormigón	$h_0$ (mm)	$\sigma_{N,prom}$	$h_s$ (mm)	$\sigma_{N,sim}$	$\sigma_{t,h0}$	error	$\sigma_{t,prom}$	error, t
H25	70	0,136	70	0,120	0,120	12%	0,125	5%
	105	0,136	90	0,105	0,098	28%	0,103	5%
	255	0,109	110	0,095	0,063	43%	0,067	7%
	370	0,067	131	0,087	0,052	23%	0,056	7%
	555	0,050	151	0,081	0,042	14%	0,046	8%
H40	70	0,109	171	0,076	0,120	9%	0,125	5%
	105	0,115	191	0,072	0,098	15%	0,103	5%
	255	0,080	211	0,069	0,063	22%	0,067	7%
	370	0,039	232	0,066	0,052	34%	0,056	7%
	555	0,037	252	0,063	0,042	15%	0,046	8%
H40	70	0,115	272	0,061	0,120	4%	0,125	5%
	105	0,133	292	0,058	0,098	26%	0,103	5%
	255	0,090	313	0,057	0,063	30%	0,067	7%
	370	0,057	333	0,055	0,052	9%	0,056	7%
	555	0,048	353	0,053	0,042	11%	0,046	8%
H60	70	0,104	373	0,052	0,120	15%	0,125	5%
	105	0,071	393	0,050	0,098	38%	0,103	5%
	255	0,082	414	0,049	0,063	24%	0,067	7%
	370	0,049	434	0,048	0,052	6%	0,056	7%
	555	0,040	454	0,047	0,042	7%	0,046	8%
H60	70	0,092	474	0,046	0,120	30%	0,125	5%
	105	0,105	494	0,045	0,098	7%	0,103	5%
	255	0,079	515	0,044	0,063	21%	0,067	7%
	370	0,046	535	0,043	0,052	14%	0,056	7%
	555	0,037	555	0,042	0,042	15%	0,046	8%



En la Tabla 5.1 se observa que la expresión simplificada muestra pocos errores respecto a la tendencia inicial promedio, dando un error medio del 6%, al tratarse de un error dentro de unos límites lógicos, se propone utilizar la ecuación 5.1 para el desarrollo de la formulación de efecto tamaño en cortante.

Por otro lado, se considera que la ecuación propuesta no puede ser aplicada directamente como fórmula de efecto tamaño, dado que debe ser referenciada a un tamaño base. Teniendo en cuenta el comportamiento de las probetas en los ensayos a tracción indirecta-adaptado, se puede pensar que la altura  $h=300$  mm es un tamaño de transición, en el que el comportamiento de los especímenes y los mecanismos de fractura varían, por lo que a efectos de este estudio dicha altura equivale a  $h_0=255$  mm. Con lo que, la formulación de efecto tamaño basada en la variación de la tensión normalizada, puede representarse de la siguiente manera:

$$\xi = \frac{\sigma_s}{\sigma(h_{ref})} = \frac{h_0^{-0,5}}{\sigma(h_0 = 255)} = \frac{h_0^{-0,5}}{255^{-0,5}} = 15,97 \cdot h_0^{-0,5}$$

Así, la primera formulación de efecto tamaño se corresponde a la siguiente expresión:

$$\xi_1 = \frac{15,97}{\sqrt{h_0}} \quad (5.2)$$

### 5.3. Formulación basada en la mecánica de fractura

Para el desarrollo de esta segunda formulación, se toma como referencia la ecuación 2.2 de este documento, la cual representa la Ley de Efecto Tamaño, descrita por Bažant [22].

$$\sigma_N = \frac{Bf'_t}{\sqrt{1 + \frac{D}{D_0}}}$$

donde los valores  $Bf'_t$  y  $D_0$  son parámetros que pueden ser hallados mediante regresión lineal en base a los resultados experimentales del ensayo a tracción indirecta-adaptado, y el parámetro  $D$  está asociado al tamaño  $h_0$  de las piezas.

A fin de identificar los parámetros  $Bf'_t$  y  $D_0$  se propone modificar la ecuación de Bažant de manera que describa la ecuación de una recta, de esta forma, reagrupando términos se tiene que las variables adoptan los siguientes valores:

-Ecuación de una recta:

$$Y = AX + C \quad (5.3)$$

-Reagrupando los términos se tiene que:

$$\frac{1}{\sigma_N} = \frac{\sqrt{1 + \frac{D}{D_0}}}{Bf'_t} \rightarrow \left( \frac{1}{\sigma_N} \right)^2 = \frac{\frac{A}{D_0}}{Bf_t'^2} + \frac{\frac{C}{1}}{Bf_t'^2} \rightarrow \left( \frac{1}{\sigma_N} \right)^2 = C \cdot \frac{A}{D_0} + \frac{\frac{C}{1}}{Bf_t'^2}$$

-Si se considera que  $D$  equivale a  $X$  (tamaño  $h_0$  de probetas), se tiene:

$$\left( \frac{1}{\sigma_N} \right)^2 = \frac{\frac{A}{D_0}}{C} \cdot X + \frac{\frac{C}{1}}{Bf_t'^2} ; \text{ lo cual equivale a: } Y = \left( \frac{1}{\sigma_{Nu}^2} \right) ; A = \frac{C}{D_0} ; C = \frac{1}{Bf_t'^2}$$

-Por lo que los parámetros  $Bf'_t$  y  $D_0$ , toman los siguientes valores:

$$Bf'_t = \frac{1}{\sqrt{|C|}} ; D_0 = \frac{|C|}{A}$$

Al poder obtener el valor de A y C a través de la representación de la ecuación de una recta, basta con encontrar los valores de X e Y, considerando que X equivale al tamaño  $h_0$  de las probetas utilizadas en la campaña experimental y que Y es el valor inverso de la tensión nominal al cuadrado, el cual puede ser calculado en base a las características geométricas y mecánicas de las piezas ensayadas, así como de los resultados obtenidos.

Así la tensión nominal toma el valor de:

$$\sigma_{Nu} = \frac{P_{u,prom}}{b \cdot h_0}$$

Como se puede observar en la Figura 5.2, al asimilar la ecuación de Bazant a la de una recta se obtienen los valores de las variables A y C, con lo que se tiene que el valor de Y equivale a :

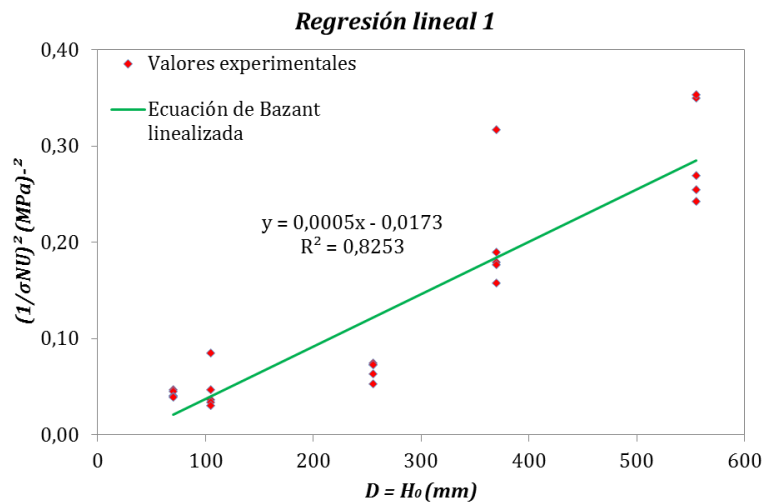


Figura 5.2: Recta obtención de Parámetros  $Bf'_t$  y  $D_0$  mediante regresión lineal

$$Y = 0,0005X - 0,0173 \quad (5.4)$$

Una vez hallados los valores de A y C, es posible encontrar los parámetros  $Bf'_t$  y  $D_0$ , por lo tanto:

$$Bf'_t = \frac{1}{\sqrt{|-0,0173|}} = 7,60 \quad (5.5)$$

y

$$D_0 = \frac{|-0,01731|}{0,00054} = 32 \quad (5.6)$$

De forma análoga, los valores necesarios para formar la ecuación 5.4, pueden observarse en el ANEXO C

Con los valores de las ecuaciones 5.5 y 5.6, la formula modificada de Bazant equivale a:

$$\sigma_{Nom} = \frac{7,60}{\sqrt{1 + \frac{h_0}{32}}} \quad (5.7)$$

Al igual que en la primera propuesta de formulación del apartado 5.2 del documento, la ecuación 5.7 debe ser referenciada a un determinado valor, teniendo en cuenta que  $h_0=255$  mm, como se ha mencionado previamente, es considerado un tamaño de transición, por lo que se tiene que:

$$\xi = \frac{\sigma_{Nom}}{\sigma_{Nom}(h_{ref})} = \frac{\frac{7,60}{\sqrt{1 + \frac{h_0}{32}}}}{\frac{7,60}{\sqrt{1 + \frac{255}{32}}}} = \frac{\frac{7,60}{\sqrt{1 + \frac{h_0}{32}}}}{\frac{7,60}{\sqrt{1 + \frac{255}{32}}}} = \frac{3}{\sqrt{1 + \frac{h_0}{32}}}$$

Por lo que la segunda formulación se corresponde a:

$$\xi_2 = \frac{3}{\sqrt{1 + \frac{h_0}{32}}} \quad (5.8)$$

#### 5.4. Parámetro $h_0$

A fin de comprobar la eficacia de las formulaciones propuestas, es necesario contrastar con una mayor evidencia experimental. Sin embargo, en primer lugar es necesario plantear una expresión que permita conocer el valor de  $h_0$ , el cual representa la segunda rama de fisuración crítica. Para ello se toma como referencia los mecanismos de fisuración en vigas esbeltas de hormigón armado sin armadura transversal, planteada por Zararis [10], la cual puede ser observada en la Figura 5.3.

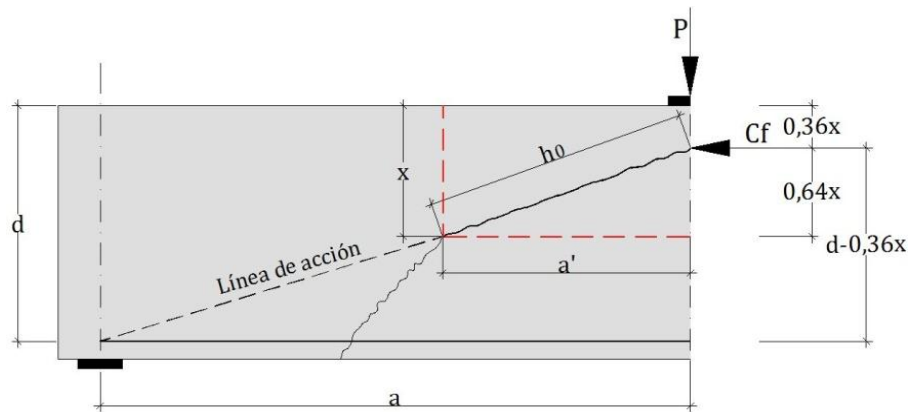


Figura 5.3: Mecanismos de fisuración en vigas esbeltas [10]

Por semejanza de triángulos:

$$\frac{a}{d - 0,36x} = \frac{a'}{0,64x} ; \quad \text{donde } a' = \sqrt{h_0^2 - (0,64x)^2}$$

Substituyendo  $a'$  se tiene que:

$$\frac{a}{d - 0,36x} = \frac{\sqrt{h_0^2 - 0,4096x^2}}{0,64x}$$

Aislado el valor de  $h_0$ :

$$h_0 = \sqrt{\frac{0,4096a^2x^2}{(d - 0,36x)^2} + 0,4096x^2}$$

Poniendo  $h_0$  en función de  $a/d$ ,  $x/d$  y  $d$ , se tiene que:

$$h_0 = 0,64 \left(\frac{x}{d}\right) d \sqrt{1 + \frac{a^2}{(d - 0,36x)^2}}$$

$$h_0 = 0,64 \left(\frac{x}{d}\right) \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{\left(\frac{a}{d}\right)^2 \cdot d^2}{\left(d - 0,36 \frac{x}{d} \cdot d\right)^2}} \quad ; h_0 = f\left(\frac{x}{d}, \frac{a}{d}, d\right)$$

Si a su vez se dice que:

$$\psi = 0,64 \left(\frac{x}{d}\right) \cdot \sqrt{1 + \frac{\left(\frac{a}{d}\right)^2 \cdot d^2}{\left(d - 0,36 \frac{x}{d} \cdot d\right)^2}}$$

Por otro lado, y para que no haya una dependencia de la cuantía de armadura, se propone utilizar un valor promedio de  $x/d$  igual a 0,33, por lo que la formula simplificada sería:

$$\psi_{simp} = 0,64 \cdot 0,33 \cdot \sqrt{1 + \frac{\left(\frac{a}{d}\right)^2 \cdot d^2}{(d - 0,36 \cdot 0,33 \cdot d)^2}}$$

$$\psi_{simp} = 0,21 \cdot \sqrt{1 + 1,30 \left(\frac{a}{d}\right)^2} \rightarrow h_0 = \psi_{simp} \cdot d; \quad \psi = f\left(\frac{a}{d}, d\right) \quad (5.1)$$

Analizando la deducción de  $h_0$ , se observa que esta expresión depende de la relación luz del cortante-canto útil,  $a/d$ , del canto útil de las vigas de hormigón,  $d$  y de la cuantía de armadura longitudinal  $x/d$ . Los parámetros mencionados, necesarios para la obtención de  $h_0$  corroboran algunas formulaciones de efecto tamaño en vigas sometidas a esfuerzo cortante.

Teniendo en cuenta la deducción de  $h_0$ , las formulaciones propuestas de efecto tamaño propuestas se pueden representar de la siguiente forma:

$$\xi_1 = \frac{15,97}{\sqrt{0,21 \cdot \sqrt{1 + 1,30 \left(\frac{a}{d}\right)^2} \cdot d}} = \frac{35}{\sqrt{d \cdot \sqrt{1 + 1,30 \left(\frac{a}{d}\right)^2}}} \quad (5.10)$$

y

$$\xi_2 = \frac{3}{\sqrt{1 + \frac{0,21d}{32} \sqrt{1 + 1,30 \left(\frac{a}{d}\right)^2}}} = \frac{3}{\sqrt{1 + \frac{d}{150} \sqrt{1 + 1,30 \left(\frac{a}{d}\right)^2}}} \quad (5.11)$$

### 5.5. Verificación de formulaciones de efecto tamaño en el modelo mecánico de Marí/Cladera y comparación con códigos de diseño

Con el fin de verificar las formulaciones de efecto tamaño propuestas (5,10) y (5,11) se utiliza la base de datos desarrollada por ACI-DafStb para vigas esbeltas de hormigón armado sin estribos [74], la cual recoge 784 resultados experimentales, incluyendo 40 ensayos sobre vigas con cargas uniformemente distribuidas.

Las expresiones de efecto tamaño ( $\xi_1$  y  $\xi_2$ ) propuestas en este estudio, son introducidas en la ecuación de resistencia a cortante  $V_{c,M/C}$ , del modelo mecánico [46] y son comparadas, en primer lugar frente a la expresión de la ecuación (2.11), incluyendo la formulación de efecto tamaño indicada inicialmente por Marí/Cladera  $\xi_{M/C}$ .

Por otro lado, la base de datos permite, además, contrastar el modelo mecánico con las formulaciones de resistencia a cortante existentes en el EC2 [75] y ACI 318-11 [5], para comparar sus resultados con los del modelo mecánico [46] y con los experimentales. Cabe indicar que los coeficientes de seguridad han sido eliminados de todas las formulaciones originales.

Adicionalmente, para comparar los cortantes últimos con el valor calculado de cualquier fórmula, se calcula la relación entre  $V_{u,exp}/V_{u,pred}$ .

Las ecuaciones correspondientes a el EC2 [75] y ACI 318-11 [5] se indican a continuación.

$$V_{c,EC2} = (0,18k\sqrt[3]{100 \cdot \rho_L \cdot f_c} + 0,15\sigma_{cd})b \cdot d \leq V_{max} ; \quad k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \quad (5.12)$$

;

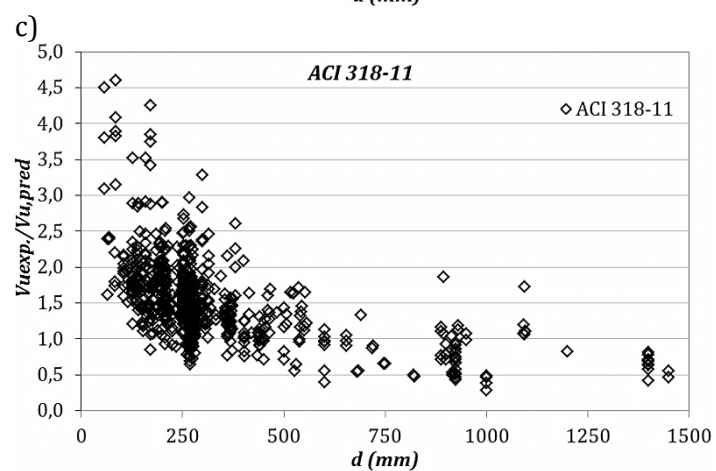
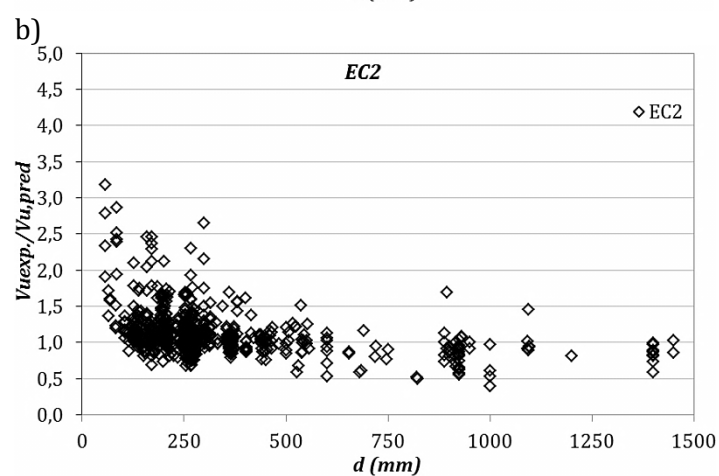
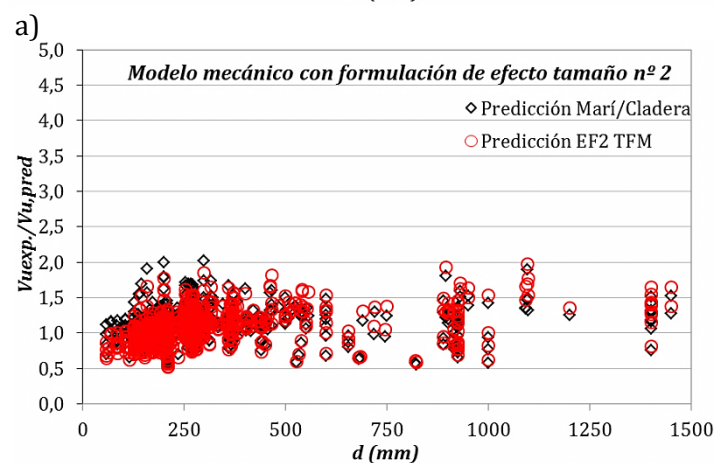
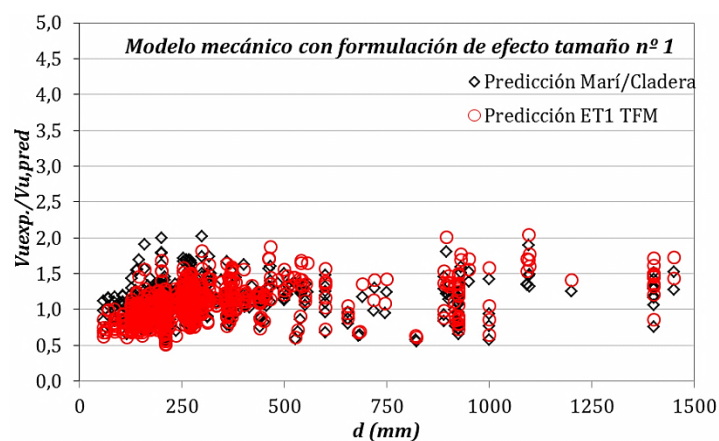
$$V_{c,ACI} = 0,166\sqrt{f'_c \cdot b_w \cdot d} \quad (5.13)$$

La Tabla 5.2 muestra la comparación entre los resultados de los ensayos experimentales recogidos en la base de datos ACI-DafStb y las predicciones de dos códigos de diseño, incluidas las del modelo mecánico en el cual se han incluido las dos formulaciones de efecto tamaño  $\xi_1$  y  $\xi_2$  propuestas en este TFM.

Así mismo, la comparación de los resultados de los diversos modelos, con los experimentales se presenta también en forma gráfica en función del canto efectivo de la pieza (Figura 5.4).

Tabla 5.2: Verificación de expresión de efecto tamaño en modelo mecánico y comparación con EC2 y ACI 318

784 Vigas sin estribos (Base de Datos ACI-DafStb) [74]					
$V_{u,exp}/V_{u,pred}$	Modelo Mecánico Marí/Cladera			EC2	ACI 318-11
	$\xi_{Marí/Clad}$	$\xi_1$	$\xi_2$		
Media	1,12	1,09	1,10	1,10	1,51
Desv. Estándar	0,217	0,237	0,228	0,306	0,580
Varianza	0,05	0,06	0,05	0,09	0,34
CoV (%)	19,3	21,7	20,7	27,9	38,4
Mínimo	0,55	0,51	0,52	0,40	0,29
$V_{u,exp}/V_{u,pred}_{5\%}$	0,77	0,72	0,74	0,59	0,70
Máximo	2,01	2,04	1,97	3,18	5,10
$V_{u,exp}/V_{u,pred}_{95\%}$	1,51	1,53	1,53	1,60	2,41



d)

Figura 5.4: Correlación entre predicciones y resultados experimentales

Puede observarse que a nivel general, las predicciones que realiza el modelo mecánico de Marí/Cladera se ajustan mejor en media y dispersión a los resultados experimentales que el resto de códigos.

En la Fig. 5.4 a) se puede apreciar que las predicciones del modelo mecánico que incluyen las formulaciones de efecto tamaño  $\xi_{M/C}$  y  $\xi_1$ , son bastante similares, ocurriendo lo mismo para en la Fig. 5.4 b), respecto a las predicciones del modelo con  $\xi_{M/C}$  y  $\xi_2$ .

En cuanto a los resultados estadísticos, de forma resumida se puede decir que, para 784 vigas ensayadas, la razón media de  $V_{u,exp}/V_{upred}$ , es de 1,09 y 1,10 para el modelo mecánico con  $\xi_1$  y  $\xi_2$  respectivamente y es de 1,12 para el modelo mecánico con  $\xi_{M/C}$ . La media para el EC2 es de 1,10 y de 1,51 para el código ACI 318-11. Se indica que la media promedio del modelo mecánico es similar a la del EC2, quedando muy por debajo de los valores obtenidos por el código ACI, el cual muestra la mayor dispersión.

El coeficiente de variación (CoV) es de 21,7% y 20,7% aplicando el modelo mecánico con  $\xi_1$  y  $\xi_2$  respectivamente, siendo ligeramente superiores al 19,3% del modelo mecánico con  $\xi_{M/C}$ . Para EC2 y ACI 318-11, se obtienen valores superiores, sobre todo para el segundo código de diseño donde la covarianza equivale a 27,9% y 38,4%, respectivamente.

En relación a los valores de las predicciones para el coeficiente de variación, se destaca que recientemente se ha publicado una investigación que estudia la dispersión de la capacidad a cortante en vigas esbeltas de hormigón armado sin estribos [76]. Los autores concluyeron que la dispersión en la capacidad a cortante parece deberse principalmente a la aleatoriedad de la resistencia a tracción del hormigón.

Así mismo otros autores afirman que los modelos de diseño a cortante que utilizan la resistencia a tracción del hormigón predicen con mayor precisión la capacidad a cortante, sobre todo para vigas continuas de hormigón pretensado[77].

Si se toma como referencia los resultados proclamados por Severcan [78], en los que en base a 78 ensayos a tracción indirecta, el coeficiente de variación (CoV) para la predicción de la resistencia a tracción fue de 15,1%. En este sentido el coeficiente de variación del modelo mecánico para  $\xi_1$  y  $\xi_2$  introducido en la base de datos, no es mucho mayor que el coeficiente de variación de la resistencia a tracción, lo cual indica que el modelo mecánico que incluye las formulaciones propuestas de efecto tamaño ha sido capaz de captar los mecanismos de transferencia a cortante frente al fallo.

Por otro lado, respecto al número de vigas inseguras que se encuentran por debajo de la unidad,  $V_{u,exp}/V_{upred} < 1$ , el modelo mecánico que utiliza  $\xi_{M/C}$  presenta 208 casos, frente a los 272 y 253 del mismo modelo con las formulaciones  $\xi_1$  y  $\xi_2$ , respectivamente. El EC2 tiene 320 vigas inseguras, siendo este el mayor número respecto al resto de casos.

El código ACI 318-11, por su parte, únicamente presenta 115 vigas inseguras, sin embargo, es el que tiene un mayor número de casos altamente conservadores con  $V_{u,exp}/V_{upred} > 2$ , presentando un total de 104 vigas, concentradas en cantos efectivos pequeños. La tendencia de las predicciones realizadas EC2 y ACI 318-11 muestran que ambos códigos representan el mayor número de casos inseguros para vigas de gran canto efectivo  $d$ .

Se puede concluir que las predicciones en las que el modelo mecánico Marí/Cladera hace servir las formulaciones de efecto tamaño propuestas en este TFM, presentan resultados más óptimos frente a los códigos EC2 y ACI 318-11. Así mismo en comparación con el efecto tamaño  $\xi_{M/C}$ , se observa que los valores estadísticos de las predicciones son muy similares, siendo la formulación basada en la mecánica de fractura  $\xi_2$ , la que mejores resultados ofrece.

Por último en la Figura 5.5 se realiza una representación de las formulaciones de efecto tamaño  $\xi_1$  y  $\xi_2$  propuestas, las cuales son comparadas con la formulación de Cladera *et al.* [46] y de Zararis [10], para una relación luz del cortante-canto útil,  $a/d = 2,5$ .

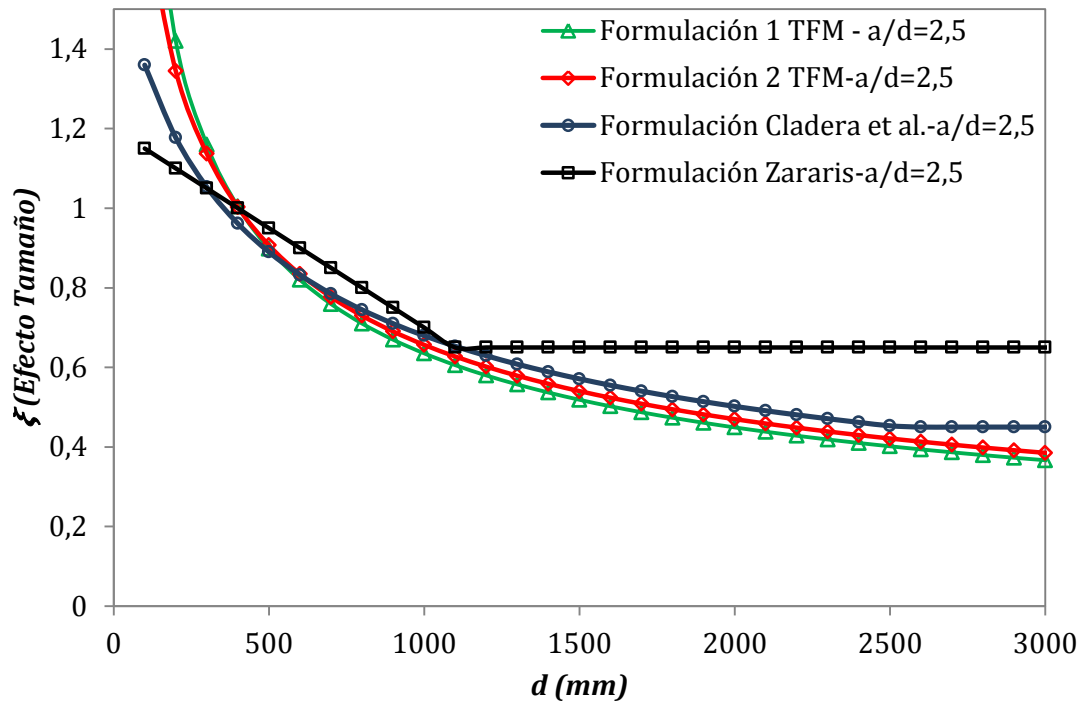


Figura 5.5: Comparación entre nuevas formulaciones de efecto tamaño  $\xi_1$  y  $\xi_2$  y ecuaciones (2.12) y (2.14)

Se observa que las curvas correspondientes a las formulaciones propuestas, presentan gran similitud respecto a la formulación de Cladera *et al.* siendo capaz de considerar el efecto tamaño en elementos con un canto útil superior a los 2500 mm. A diferencia de la formulación propuesta por Zararis, la cual únicamente sirve para elementos con un canto ligeramente superior a los 1000 mm.

Se puede decir que las formulaciones propuestas son una buena aproximación para considerar el efecto tamaño producido en la cabeza de compresión de una viga sometida a esfuerzo cortante.



## 6. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

### 6.1. Conclusiones generales

En este Trabajo Final de Máster se ha estudiado experimentalmente el efecto tamaño mediante la realización de ensayos a tracción indirecta-adaptado sobre diversas probetas cúbicas y prismáticas de hormigón en masa, las cuales representan la cabeza de compresión de una viga solicitada a cortante.

A pesar de tratarse de un ensayo no realizado previamente, el cual no se encuentra documentado en la literatura científico-técnica, a lo largo de la campaña experimental se ha podido controlar la propagación de fisuras mediante dispositivos de control y medición, tales como transductores de desplazamiento y de deformación, los cuales han permitido además captar el comportamiento no lineal del hormigón.

En cuanto a la influencia de los parámetros identificativos en el efecto tamaño, del análisis de los resultados experimentales se puede decir que la resistencia del hormigón presenta poca influencia en las probetas de pequeño tamaño, por el contrario las probetas de mayor altura y alta resistencia, presentan mayor influencia obteniendo niveles de carga elevados.

El tamaño máximo del árido por su parte, tampoco parece tener una influencia clara en el efecto tamaño, dado que en la representación gráfica de los resultados se observan pocas diferencias entre las piezas elaboradas con  $t_{ma} = 12 \text{ mm}$  y  $t_{ma} = 20 \text{ mm}$ .

Por el contrario, el parámetro que presenta mayor influencia en el efecto tamaño es la esbeltez, la cual guarda relación con la altura de las probetas. Así las piezas con esbeltez  $\lambda=1$  presentan una diferencia notable en cuanto a resultados respecto las probetas con esbeltez igual a 4. Sin embargo las piezas con esbelteces  $\lambda=2$  y  $\lambda=4$ , para alturas de 300 mm y 600 mm presentan un comportamiento similar en cuanto a niveles de carga.

Por último, de la introducción de las formulaciones de efecto tamaño propuestas  $\xi_1$  y  $\xi_2$  en el modelo mecánico de Marí/Cladera y de su posterior verificación en base de datos para vigas de hormigón armado sin estribos, se puede concluir que a pesar que ambas expresiones ofrezcan predicciones adecuadas; es la segunda formulación  $\xi_2$ , la que ofrece mejores resultados en cuanto a media y coeficiente de variación, los cuales son similares a los obtenidos con la formulación original del modelo mecánico. Así mismo las predicciones de la segunda formulación presentan menos dispersión respecto a los códigos de diseño EC2 y ACI 318-11.

## 6.2. Conclusiones específicas

### 6.2.1. Conclusiones relativas al análisis del estado del conocimiento

-De las tres teorías básicas sobre el efecto tamaño,

- a) Teoría Estadística de la resistencia aleatoria (Weibull)
- b) Teoría de la redistribución de tensiones y liberación de energía de fractura provocada por propagación de fisuras (Bažant)
- c) Teoría de la fisura fractal (Carpinteri)

la más extendida es la propuesta por Bažant, basada en la mecánica de fractura, la cual se ha utilizado como base para desarrollo de ciertos aspectos de este TFM.

-La mayoría de teorías de efecto tamaño se refieren a la resistencia del alma, por lo que se ha detectado falta de modelos que corroboren el efecto tamaño en la cabeza de compresión de vigas.

### 6.2.2. Conclusiones relativas a la campaña experimental

-De cara a controlar la propagación de fisura, en probetas de tamaño pequeño es suficiente utilizar un extensómetro (CMOD), mientras que para las probetas de mayor tamaño es necesario usar cuatro controladores incluyendo 3 LVDT y 1 extensómetro.

-Las probetas pequeñas presentan un buen comportamiento con apoyos cilíndricos, lo cual no ocurre para piezas de mayor canto, las cuales presentan mejores resultados con apoyos prismáticos fijos.

-La aparición de primeras las fisuras en probetas pequeñas se produce en la parte superior de la entalla y se prolonga hasta la parte superior de la probeta, lo cual reproduce el comportamiento de la segunda rama de fisuración manifestado por Zararis.

-Por el contrario en las piezas de mayor tamaño ( $h > 300\text{mm}$ ), el inicio del proceso de fisuración se propaga desde la cabeza de la probeta (parte superior), hacia la parte baja del espécimen hasta encontrarse con la entalla. Esta variación en el comportamiento de las piezas hace que 300 mm sea considerado como un tamaño de transición.

-El uso de tecnología DIC, permite la obtención de campos de deformaciones y desplazamientos en una zona concreta de los elementos ensayados, multiplica las opciones de extracción de datos de los especímenes ensayados y agiliza el proceso para obtener los diferentes resultados.

### 6.2.3. Conclusiones relativas al análisis de resultados

-De los resultados de los ensayos de tracción indirecta-adaptado se observa que en algunos casos se presentan valores de carga última no lógicos para una pieza con las mismas características geométricas y mecánicas. Lo cual hace que el valor promedio de la Serie 1 y Serie 2 se vea alterado.

-El valor de las cargas últimas en probetas de 300 mm alcanza un valor elevado, presentando en algunos casos cargas similares o superiores respecto a las piezas de altura 600 mm. Por lo que se presume que ha habido un efecto no deseado durante el ensayo de estos elementos.

-Los resultados en cuanto a los desplazamientos verticales muestran que estos son extremadamente bajos en comparación a los horizontales.

-En cuanto a los parámetros identificativos ( $h$ ,  $a$ ,  $f_c$ ,  $\lambda$ ,  $b_0/b$ ), la altura de la probeta y la esbeltez presentan mayor influencia respecto al resto de parámetros. Por otro lado, las ligeras

diferencias encontradas a la hora de analizar las gráficas indican que la influencia del tamaño máximo del árido no tiene mayor repercusión en el efecto tamaño.

-La variación de resistencia  $f_c$  no parece ser un parámetro que influya demasiado en el efecto tamaño en probetas pequeñas, sin embargo para probetas mayores a 400 mm de altura, se observa que a mayor resistencia, se obtienen mayores niveles de carga máxima y de respuesta.

-Las gráficas analizadas indican que las probetas de menor tamaño presentan un mejor comportamiento en cuanto a la evolución de la rama descendente la cual es uniforme hasta llegar a niveles de carga cercanos al cero. Sin embargo en probetas mayores a 300 mm, el trazado de la rama descendente es irregular.

-La representación del efecto tamaño puede hacerse en función de la tensión normalizada o carga adimensional, a fin de tener en cuenta todos los parámetros que intervienen en el ensayo, es decir, carga última, canto útil, ancho de la probeta y resistencia a compresión del material.

-Los resultados obtenidos del uso de la tecnología DIC reproducen de manera adecuada y precisa los resultados obtenidos mediante dispositivos de medición y control.

#### **6.2.4. Conclusiones relativas a la formulación de efecto tamaño en cortante**

-Se proponen dos formulaciones para el efecto tamaño en cortante. La primera basada en la expresión de la tensión normalizada  $\sigma_{N,sim}$  en función del parámetro  $h_0$ , ya la segunda formulación tomando como referencia la mecánica de fractura, la cual se obtiene mediante regresiones lineales.

-El parámetro  $h_0$  de las formulaciones propuestas dependen de la relación luz del cortante-canto útil,  $a/d$ , del canto útil de las vigas de hormigón,  $d$  y de la cuantía de armadura longitudinal  $x/d$ .

-La segunda formulación de efecto tamaño  $\xi_2$ , presenta mejores resultados a la hora de validar el modelo mecánico de Marí/Cladera frente a los códigos de diseño EC2 y ACI 318-11, obteniendo menos dispersión en las predicciones y con un valor del coeficiente de variación cercano al 20%.

### **6.3. Perspectivas y recomendaciones**

Las recomendaciones de cara a futuras investigaciones básicamente se centran en lo relacionado a la realización del ensayo, que es en donde más inconvenientes se presentaron a lo largo de este estudio.

-Se sugiere utilizar piezas geométricamente similares, es decir con las mismas dimensiones en todas sus caras, como lo indican ciertos autores, como Walsh, Kani o Bazant.

-Se considera necesario tener un mayor número de probetas que compartan características geométricas y mecánicas similares, con lo cual se evitaría que el valor promedio de los resultados varíen unos con otros, con lo que las expresiones de efecto tamaño mejorarían sus ajustes.

-Extender el rango de tamaños de probetas a ensayar.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] F. Wang, "The Birth and Use of Concrete and Reinforced Concrete," in *Advances in Manufacturing Science and Engineering*, 2013, vol. 712, pp. 955–960.
- [2] M. P. Collins, E. C. Bentz, E. G. Sherwood, and L. Xie, "An adequate theory for the shear strength of reinforced concrete structures," *Mag. Concr. Res.*, vol. 60, no. 9, pp. 635–650, 2008.
- [3] R. C. Elstner and E. Hognestad, "Laboratory investigation of rigid frame failure," in *Journal Proceedings*, 1957, vol. 53, no. 1, pp. 637–668.
- [4] Comision Permanente del Hormigón, "EHE Instrucción de Hormigón Estructural," in *Ministerio de Fomento*, 2ª Edición., Madrid, 2008.
- [5] ACI (American Concrete Institute), *Building code requirements for structural concrete*, ACI 318-11. 2011.
- [6] Z. P. Bažant and Q. Yu, "Designing Against Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups: I. Formulation," vol. 131, no. 12, pp. 1877–1885, 2005.
- [7] Z. P. Bažant and Q. Yu, "Designing Against Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups: II. Verification and Calibration," *J. Struct. Eng.*, vol. 131, no. 12, pp. 1886–1897, 2005.
- [8] A. Marí, A. Cladera, J. Bairán, E. Oller, and C. Ribas, "Un modelo unificado de resistencia a flexión y cortante de vigas esbeltas de hormigón armado bajo cargas puntuales y repartidas," *Hormigón y Acero*, vol. 65, no. 274, pp. 247–265, 2014.
- [9] A. Marí, J. Bairán, A. Cladera, E. Oller, and C. Ribas, "Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams," *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. 11, no. 11, pp. 1399–1419, 2015.
- [10] P. D. Zararis and G. C. Papadakis, "Diagonal Shear Failure and Size Effect in RC Beams without Web Reinforcement," *J. Struct. Eng.*, vol. 127, no. 7, pp. 733–742, Jul. 2001.
- [11] R. Gettu, M. Jirásek, and et al., "RILEM TC QFS Quasibrittle fracture scaling and size effect-Final report," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 37, no. 272, 2004.
- [12] W. Weibull, *A Statistical Theory of the Strength of Materials*. Stockholm: Pocc. Royal Swedish Academy of Engineering Science 151, 1939.
- [13] Z. P. Bazant, *Scaling of Structural Strength*, 2nd ed. Elsevier Science, 2005.
- [14] C. E. Kesler, D. J. Naus, and J. L. Lott, "Fracture mechanics-its applicability to concrete," in *Proceedings of the Society of Materials Science Conference on the Mechanical Behavior of Materials.*, 1972, no. Conf Paper.
- [15] P. F. Walsh, "Fracture of plain concrete," *Indian Concr. J.*, vol. 46, no. 11, 1972.
- [16] A. Hillerborg, M. Modéer, and P.-E. Petersson, "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements," *Cem. Concr. Res.*, vol. 6, no. 6, pp. 773–781, Nov. 1976.
- [17] Z. P. Bažant and B. H. Oh, "Crack band theory for fracture of concrete," *Matériaux Constr.*, vol. 16, no. 3, pp. 155–177, 1983.
- [18] B. Barr, "Proc NSF Workshop on Standards Jbr Measurement of Mode 1 Fracture Properties of Concrete," University of Wales, Cardiff, UK, 1995.

- [19] A. Carpinteri and B. et al. Chiaia, "Multifractal nature of material microstructure and size effect on nominal tensile strength," in *Proceedings of IUTAM International Symposium on Fracture of Brittle Disordered Materials: Concrete, Rocks, Ceramics, 20–24 September, 1993*, pp. 21–34.
- [20] J. Bazant, Z P; Planas, *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. Boca Raton: Taylor & Francis, 1998.
- [21] Z. P. Bazant, "Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal," *J. Eng. Mech.*, vol. 110, no. 4, pp. 518–535, 1984.
- [22] Z. P. Bazant, "Scaling of quasibrittle fracture : asymptotic analysis," *Int. J. Fract.*, vol. 83, pp. 19–40, 1997.
- [23] A. Carpinteri, "Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties," *Mech. Mater.*, vol. 18, no. 2, pp. 89–101, Jul. 1994.
- [24] A. Carpinteri and B. Chiaia, "Multifractal nature of concrete fracture surfaces and size effects on nominal fracture energy," *Mater. Struct.*, vol. 28, no. 8, pp. 435–443, 1995.
- [25] A. Carpinteri, B. Chiaia, and G. Ferro, "Size effects on nominal tensile strength of concrete structures: multifractality of material ligaments and dimensional transition from order to disorder," *Mater. Struct.*, vol. 28, no. 6, pp. 311–317, 1995.
- [26] D. Marquardt, "An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parameters," *J. Soc. Ind. Appl. Math.*, vol. 11, no. 2, pp. 431–441, Jun. 1963.
- [27] Z. P. Bažant, "Scaling of quasibrittle fracture: hypotheses of invasive and lacunar fractality, their critique and Weibull connection," *Int. J. Fract.*, vol. 83, no. 1, p. 41, 1997.
- [28] Z. P. Bazant, "Size effect in tensile and compression fracture of concrete structures: computational modeling and design," *Aedif. Publ. Fract. Mech. Concr. Struct.*, vol. 3, pp. 1905–1922, 1998.
- [29] M. Elices Calafat, "El aumento de la fragilidad con el tamaño en estructuras de hormigón," *Inf. la Construcción*, vol. 50, no. 456–457, pp. 71–80, 1998.
- [30] J. Planas, M. Elices, G. . Guinea, F. . Gómez, D. . Cendón, and I. Arbilla, "Generalizations and specializations of cohesive crack models," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 70, no. 14, pp. 1759–1776, 2003.
- [31] T. L. Anderson, *Fracture Mechanics: Fundamentals and Applications, Third Edition*, 3th ed. Taylor & Francis, 2005.
- [32] RILEM, "(Draft Recommendation TG-50 FMG). Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams," *Mater. Struct.*, vol. 18, no. TC-50, pp. 285–290, 1995.
- [33] P. E. Petersson, "Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements," *Cem. Concr. Res.*, vol. 6, p. 773, 1976.
- [34] J. Planas and M. Elices, "Shrinkage eigenstresses and structural size-effect," *Fract. Mech. Concr. Struct.*, pp. 939–950, 1992.
- [35] G. N. J. Kani, "How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams?," *J. Proc.*, vol. 64, no. 3, pp. 128–141, 1967.
- [36] K. J. Bažant ZP, "Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams," *ACI Journal Proceedings*, vol. 81, no. 5. 1984.

- [37] Z. P. Bazant and Sun Hsu-Huei, "Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups," *ACI Mater. J.*, vol. 84, no. 4, pp. 259–272, 1987.
- [38] M. I. T. Shioya Y. Nojiri, H. Akiyama, and T. Okada, "Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams," *Spec. Publ.*, vol. 118, pp. 259–280, 1989.
- [39] M. P. Collins and D. Mitchell, *Prestressed Concrete Structures*. Ontario: Prentice Hall, 1997.
- [40] Z. P. Bazant and M. T. Kazemi, "Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups," *ACI Struct. J.*, vol. 88, no. 3, pp. 268–276, 1991.
- [41] K. Jin-Keun and P. Yon-Dong, "Shear strength of reinforced high strength concrete beam without web reinforcement," *Mag. Concr. Res.*, vol. 46, no. 166, pp. 7–16, 1994.
- [42] Collins MP; Kuchma D, "How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs and footings?," *ACI Struct. J.*, vol. 96, p. 482, 1999.
- [43] E. Bentz, "Empirical modeling of reinforced concrete shear strength size effect for members without stirrups," *ACI Struct. J.*, vol. 102, no. 2, pp. 232–241, 2005.
- [44] Z. P. Bažant, Q. Yu, W. Gerstle, J. Hanson, and J. W. Ju, "Justification of ACI 446 code provisions for shear design of reinforced concrete beams," *ACI Struct. J.*, vol. 104, no. 5, pp. 601–610, 2007.
- [45] Q. Yu, J.-L. Le, M. H. Hubler, R. Wendner, G. Cusatis, and Z. P. Bažant, "Comparison of main models for size effect on shear strength of reinforced and prestressed concrete beams," *Struct. Concr.*, vol. 17, no. 5, pp. 778–789, Dec. 2016.
- [46] A. Cladera, A. Marí, J. M. Bairán, C. Ribas, E. Oller, and N. Duarte, "The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams," *Struct. Concr.*, vol. 17, no. 6, pp. 1017–1032, 2016.
- [47] C. Ribas and A. Cladera, "Experimental study on shear strength of beam-and-block floors," *Eng. Struct.*, vol. 57, pp. 428–442, 2013.
- [48] C. Ribas and A. Cladera, "Modelo mecánico para el cálculo de la resistencia a cortante de forjados de vigueta y bovedilla," *Inf. la Construcción*, vol. 66, no. Extra-1, pp. 1–10, 2014.
- [49] AENOR, "UNE-EN 12390-6:2010 Ensayos de hormigón endurecido. Parte 6: Resistencia a tracción indirecta de probetas." Madrid, p. 14, 2010.
- [50] F. Carneiro and A. Barcellos, "Tensile strength of concretes," *Rilem Bull.*, vol. 13, pp. 97–123, 1953.
- [51] ASTM International, "ASTM C496/C496M-11. 'Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens.'" PA, West Conshohocken, 2004.
- [52] RILEM, "Tension splitting of concrete specimen, CPC6, 1975, Rilem Technical Recommendation for the Testing and Use of Construction Materials." E&FN Spon, London, pp. 21–22, 1994.
- [53] Z. P. Bažant, J. Ožbolt, and R. Eligehausen, "Fracture size effect: review of evidence for concrete structures," *J. Struct. Eng.*, vol. 120, no. 8, pp. 2377–2398, 1994.
- [54] G. M. Sabnis and S. M. Mirza, "Size effect in model concretes," *J. Struct. Div.*, vol. 105, no. 6, pp. 1007–1020, 1979.
- [55] J.-K. et al. Kim, "Size effect on the splitting Tensile Strength of Concrete and Mortar," Seoul, 1989.

- [56] W. F. Chen and R. L. Yuan, "Tensile strength of concrete: double-punch test," *J. Struct. Div.*, vol. 106, no. 8, pp. 1673–1693, 1980.
- [57] T. Hasegawa, T. Shiota, and T. Okada, "Size effect on splitting tensile strength of concrete," in *In Proc. Japan Concrete Inst. 7th Conf*, 1985, pp. 309–312.
- [58] Z. P. Bazant, M. T. Kazemi, T. Hasegawa, and J. Mazars, "Size effect in Brazilian split-cylinder tests. Measurements and fracture analysis," *ACI Mater. J.*, vol. 88, no. 3, pp. 325–332, 1991.
- [59] C. Rocco, G. V Guinea, J. Planas, and M. Elices, "The effect of the boundary conditions on the cylinder splitting strength," *Fract. Mech. Concr. Struct. Wittmann FH (ed.). Aedif. Publ. Freiburg, Ger.*, pp. 75–84, 1995.
- [60] C. Rocco, G. V Guinea, J. Planas, and M. Elices, "Experimental analysis of rupture mechanics in the brazilian test," *Fract. Mech. Concr. Struct. H. Mihashi K.Rokugo (ed.). Aedif. Publ. Freiburg, Ger.*, vol. I, pp. 121–130, 1996.
- [61] C. Rocco, G. Guinea, J. Planas, and M. Elices, "Ensayo Brasileño: Efecto tamaño y mecanismos de rotura," *An. Mec. la Fract.*, vol. 13, pp. 203–208, 1996.
- [62] T. Tang, "Effects of Load-Distributed Width on Split Tension of Unnotched and Notched Cylindrical Specimens BT - Effects of Load-Distributed Width on Split Tension of Unnotched and Notched Cylindrical Specimens," vol. 22, no. 5, pp. 401–409, 1994.
- [63] C. Rocco, G. V. Guinea, J. Planas, and M. Elices, "Size effect and boundary conditions in the brazilian test: theoretical analysis," *Mater. Struct.*, vol. 32, no. 6, pp. 437–444, 1999.
- [64] S. Carmona, "Efecto del tamaño de la probeta y condiciones de carga en el ensayo de tracción indirecta," *Mater. Construcción*, vol. 59, no. 294, pp. 7–18, 2009.
- [65] R. Ince, M. Gör, M. E. Eren, and K. E. Alyamaç, "The Effect of Size on the Splitting Strength of Cubic Concrete Members," *Strain*, vol. 51, no. 2, pp. 135–146, 2015.
- [66] M. Modéer, "A fracture mechanics approach to failure analyses of concrete materials," Division of Building Materials, LTH, Lund University, 1979.
- [67] C. Rocco, G. Guinea, J. Planas, and M. Elices, "Size effect and boundary conditions in the Brazilian test: experimental verification," *Mater. Struct.*, vol. 32, no. April, pp. 210–217, 1999.
- [68] AENOR, "UNE-EN 197-1:2011," in *Cemento. Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes.*, Madrid, 2011, pp. 15–16.
- [69] AENOR, "UNE-EN 12390-2:2009," in *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia.*, Madrid, 2009, pp. 7–10.
- [70] C. M. Vargas Rodriguez, "Estudio numérico del efecto tamaño en la cabeza de compresión de vigas esbeltas de hormigón sin refuerzo transversal mediante el método de los elementos finitos," Universitat Politècnica de Catalunya, 2017.
- [71] R. Gettu, B. Mobasher, S. Carmona, and D. C. Jansen, "Testing of concrete under closed-loop control," *Adv. Cem. Based Mater.*, vol. 3, no. 2, pp. 54–71, Mar. 1996.
- [72] AENOR, "UNE-EN 12390-3:2009/AC:2011," in *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.*, Madrid, 2011.
- [73] AENOR, "UNE-EN 12390-13:2014," in *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 13: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión*, Madrid, 2014.

- [74] K. H. Reineck, E. Bentz, B. Fitik, D. A. Kuchma, and O. Bayrak, "ACI-DAfStb databases for shear tests on slender reinforced concrete beams with stirrups," *ACI Struct. J.*, vol. 111, no. 5, pp. 1147–1156, 2014.
- [75] CEN TC-250C2, "Eurocódigo 2," in *Revisión del EC-2 Enero 2004: Diseño de estructuras de hormigón. Parte 1: Normas generales y normas para edificación. prEN 1992-1.*, Bruselas, 2004.
- [76] F. Sangiorgio, J. Silfwerbrand, and G. Mancini, "Scatter in the shear capacity of slender RC members without web reinforcement: an overview study," *Struct. Concr.*, vol. 17, no. 1, pp. 11–20, Mar. 2016.
- [77] M. Herbrand and M. Classen, "Shear tests on continuous prestressed concrete beams with external prestressing," *Struct. Concr.*, vol. 16, no. 3, pp. 428–437, Sep. 2015.
- [78] M. H. Severcan, "Prediction of splitting tensile strength from the compressive strength of concrete using GEP," *Neural Comput. Appl.*, vol. 21, no. 8, pp. 1937–1945, 2012.